

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ABDELAZIZ Amina

OULMANE Nassim

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE

**ETUDE DU RESEAU D'AEP DE LA VILLE DE SIDI ZERROUK WILAYA
DE JIJEL-ADDUCTION ET DISTRIBUTION**

Soutenu le /.... /..... Devant le jury composé de :

- Président : **Mr T.IKNI**
- Promoteur (s) : **Mr C.LABIOD**
Mr S.HAMANI
- Examineur (s) **Mr BENDAHMANE**

Remerciement

Avant tout propos, nous remercions DIEU le tout puissant pour nous avoir donné tout le courage pour mener ce projet à terme.

*Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué, à la réalisation de travail, en particulier :
Mr LABIOD CHOUAIB Et Mr HAMANI SOFIANE.*

Nos plus vifs remerciements aux personnels de la direction de l'hydraulique de la wilaya de JIJEL qui nous ont accueillis dans leurs bureaux et de nous avoir guidé.

*Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres
De jury d'avoir accepté de juger et d'examiner notre travail.*

*A tous nous enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle
d'étude.*

Sans oublier nos chères familles et tous nos amis

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tous ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.

A ma très chère mère, la femme la plus chère de ma vie, à qui je dois beaucoup pour ses sacrifices, son amour et son soutien matériel et moral et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenue aujourd'hui.

Que Dieu les protège

A mes très chères frères ABDELLEAH et MAHMOUD.

A mes adorables sœurs MOUNA et MERIEM.

A ma très chère tante HASSINA à qui je souhaite tout le bonheur du monde.

Je vous aime et que Dieu vous protège

A la personne qui m'a aidé la plus pendant cette année FOUAZ. Je te remercie infiniment.

A mes très chères oncles ABDERAHMANE et ABDELOUAHAB.

A mes très chères amies : Yasmine, Djamila, Sarah, Rania, Khalida, Hana, Souhila, Boutheina, Nahla, Khadidja et Meriem, Malak, Sawzen, Amina, Lilia, Amira, Bouchra, Sabrina et Nassia.

A mon binôme Nassim

A toute ma grande famille.

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leurs cœurs.

AMINA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A Ma chère mère Nacera et à mon cher père Messaoud.

A Mes chers frères: Mohcine, Karim, Ramzy et Rayan.

Ma cher ma sœur : Yasmine

Aux Familles : Oulmane, Chehab.

A Mes chers(e) amis(e) en particulier : Nacer, Lamine, Ahmed, Mouhamed,

*Walid, Brahim, ainsi qu'a tout les éléphants mes amis des résidences 17Octobre
et Targa*

*A Tous ceux qui de loin ou de près n'ont cessé de m'apporter leur soutien pendant
mes années d'études*

A Tous les étudiants(e) en master 2 hydraulique.

Nassim

Sommaire

Introduction générale.....1

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.1.Introduction.....	2
I.2.Situation géographique.....	2
I.3.Climatologie.....	3
I.3.1.Climat.....	3
I.3.2.Pluviométrie.....	3
I.3.3.Température.....	3
I.3.4. Vents.....	3
I.4. L'activité.....	3
I.5. Situation démographique.....	3
I.6.Situation hydraulique.....	4
I.7. Estimation de la population future.....	4
I.8. Catégories des besoins.....	6
I.9. Choix de la norme unitaire de consommation.....	7
I.9.1.Définition.....	7
I.9.2 Critères de choix de la norme.....	7
I.10. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	7
I.10.1 Besoins domestiques.....	7
I.10.2. Besoins en eau actuels des équipements publics de Sidi Zerrouk.....	8
I.10.3. Besoins en eau actuels des équipements publics d'Asref.....	9
I.10.4. Besoins en eau des équipements à long terme.....	10
I.11. Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	10
I.11.1. Variation des débits de consommation journalière.....	11
I.12. Coefficient d'irrégularité.....	11
I.12.1. Coefficient d'irrégularité maximal journalier ($K_{max,j}$).....	11
I.12.2 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	11
I.12.2.1. Détermination des débits journalier.....	11
I.12.3. Consommation maximale journalière.....	12
I.12.4.Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{min,j}$).....	13
I.12.5. Consommation minimale journalière.....	13
I.12.6. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$).....	13
I.12.7. Consommation maximale horaire.....	14
I.12.7.1.Débit moyen horaire.....	14
I.12.8. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$).....	15
I.12.9. Consommation minimale horaire.....	15
I.12.10.1. Débit moyen horaire.....	15
I.13.Evaluation de la consommation horaire en fonction du $K_{max,h}$	16
I.14. Le bilan des besoins.....	18
I.15. Conclusion.....	18

Chapitre II. Les réservoirs

II.1. Introduction.....	19
II.2. Rôle des réservoirs.....	19
II.3. Emplacement des réservoirs.....	19
II.4. Principe de fonctionnement.....	20
II.5. Le type des réservoirs.....	20
II.6. Equipements des réservoirs.....	21
II.6.1. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	21
II.6.1.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée.....	21
II.6.1.2. Conduite de distribution ou de départ.....	21
II.6.1.3. Conduite de trop-plein.....	22
II.6.1.4. Conduite de vidange.....	22
II.6.1.5. Conduite by-pass.....	23
II.6.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	23
II.6.2. Equipements de nettoyage.....	24
II.7. Description des réservoirs existants.....	24
II.8. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet.....	24
II.8.1. Méthode graphique.....	25
II.8.2. Méthode analytique.....	25
II.9. La bache de la station de reprise.....	26
II.10. Dimensionnement des capacités des réservoirs projetés.....	27
II.10.1. Dimensionnement du réservoir R3.....	27
II.10.2. Dimensionnement du réservoir R4.....	28
II.11. Vérification des capacités des réservoirs existants.....	29
II.11.1. Vérification de la capacité du réservoir R1	29
II.11.2. Vérification de la capacité du réservoir R2.....	30
II.12. Dimensionnement des réservoirs projetés.....	31
II.12.1. Le diamètre de la cuve.....	31
II.12.2. Réévaluation des hauteurs d'eau.....	31
II.12.3. La hauteur totale du réservoir.....	32
II.12.4. La hauteur de la réserve d'incendie.....	32
II.13. Entretien des réservoirs.....	32
II.14. Hygiène et sécurité.....	33
II.15. Conclusion.....	33

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction.....	34
III.2. Choix du tracé.....	34
III.3. Choix du type des conduites.....	34
III.4. Etude technico-économique de la conduite.....	35
III.4.1. Calcul du diamètre économique de la conduite	36
III.4.2. Calcul de la vitesse	36

III.4.3.Calcul des pertes de charges.....	36
III.4.3.1.Les pertes de charges linéaires H_L	36
III.4.3.2.Les pertes de charges singulières H_S	37
III.4.3.3.Les pertes de charges totales H_T	37
III.4.4.Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT.....	38
III.4.5.Puissance de la pompe	38
III.4.6.Energie consommée par la pompe.....	38
III.4.7.Frais d'exploitation.....	38
III.4.8.Frais d'amortissement.....	38
III.4.9.Calcul du bilan.....	39
III.5.Organes et accessoires de l'adduction.....	39
III.5.1.Organes de sectionnement.....	39
III.5.2.Organes de protection.....	39
III.5.3.Organes de régulation.....	40
III.5.4.Organes de branchement.....	40
III.6.Description du schéma d'adduction et sites d'ouvrage.....	40
III.7.Calcul des diamètres économiques de l'adduction	41
III.7.1.Adduction par refoulement.....	41
III.7.1.1.Forage projeté vers station de reprise.....	42
III.7.1.2.Station de reprise vers réservoir R3.....	44
III.7.1.3.Station de reprise vers réservoir R4.....	46
III.7.1.4.Forage existant vers station de reprise.....	47
III.7.2.Adduction gravitaire.....	49
III.7.2.1.Conduite d'adduction R3-R1.....	50
III.7.2.2. Conduite d'adduction R3-R2.....	50
III.8.Conclusion.....	51

Chapitre IV : Les pompes

IV.1.Introduction.....	52
IV.2.Classification des pompes.....	52
IV.3.Choix du type de la pompe.....	54
IV.4.Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge.....	54
IV.4.1.La vitesse de rotation.....	54
IV.4.2.Les débits de pompage.....	54
IV.4.3.La hauteur manométrique totale.....	54
IV.4.3.1.Hauteur géométrique d'aspiration.....	54
IV.4.3.2.Hauteur géométrique de refoulement.....	55
IV.4.3.3.Pertes de charges.....	55
IV.4.4.Les puissances utiles et absorbées.....	55
IV.4.4.1.Puissance absorbée par la pompe.....	55
IV.4.4.2.Puissance hydraulique ou utile.....	55
IV.4.5.Le rendement de la pompe.....	55
IV.5.Les courbes caractéristiques.....	55
IV.5.1.Courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	55

IV.5.2.Courbes caractéristiques de la conduite.....	56
IV.6.Couplage des pompes.....	56
IV.6.1.Couplage en parallèle.....	56
IV.6.2.Couplage en série.....	57
IV.7.Point de fonctionnement.....	57
IV.7.1.Recherche du point de fonctionnement.....	57
IV.7.2.Réalisation du point de fonctionnement désire.....	58
IV.8.Etude de la cavitation.....	61
IV.9.Choix des types des pompes du projet.....	63
IV.9.1.Tronçon forage projeté-station de reprise.....	63
IV.9.2.Tronçon forage existant-station de reprise.....	64
IV.9.3.Tronçon station de reprise-R3.....	65
IV.9.4.Tronçon station de reprise-R4.....	66
IV.9.4.1.Réalisation du point de fonctionnement.....	67
IV.9.4.1.1.Réduction du temps de pompage.....	67
IV.9.4.1.2.Le vannage.....	68
IV.9.4.1.3.Le rognage.....	68
IV.9.4.1.4.Variation de la vitesse de rotation.....	68
IV.10.Etude de la cavitation.....	70
IV.10.1.Les forages.....	70
IV.10.2.Station de reprise-R3.....	70
IV.10.3.Station de reprise-R4.....	71
IV.11.Conclusion.....	71

Chapitre V : Protection et pose des conduites

V.1.Introduction.....	72
V.2.Moyens de protection contre le coup de bélier.....	72
V.2.1.Volant d'inertie.....	72
V.2.2.Soupapes de décharge.....	73
V.2.3.Les ventouses.....	74
V.2.4.Soupapes d'admission et de purge d'air.....	74
V.2.5.Cheminée d'équilibre.....	75
V.3.Etude du coup de bélier.....	75
V.3.1.La valeur du coup de bélier.....	75
V.3.2.Calcul des valeurs des coups de bélier.....	77
V.4.Pose des conduites.....	77
V.4.1.Exécution et aménagement de la tranchée.....	77
V.4.2.Travaux spéciaux.....	78
V.4.2.1.Traversés des routes.....	78
V.4.2.2.Traversés souterraine de ravin ou d'oued.....	78

V.4.2.3.Pose en élévation.....	79
V.4.2.4.Stabilisation de la conduite.....	79
V.4.3.Essais hydrostatique du réseau (en tranchée).....	80
V.4.4.Le remblaiement de la conduite.....	80
V.4.4.1.Précaution intéressant les conduites.....	80
V.4.4.2.La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service.....	80
V.5. Conclusion.....	81

Chapitre VI : Distribution

VI.1.Introduction.....	82
VI.2.Les différents types des réseaux d'alimentation en eau potable.....	82
VI.2.1.Les réseaux maillés.....	82
VI.2.2.Les réseaux ramifiés.....	82
VI.2.3.Les réseaux mixte.....	83
VI.3.Choix du type de matériaux.....	83
VI.4.Equipement du réseau de distribution.....	84
VI.5.Conception du réseau de distribution.....	85
VI.6.Principe de tracé d'un réseau maillé.....	85
VI.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	85
VI.7.1.Calcul des débits	85
VI.7.2.Modélisation et simulation du réseau.....	86
VI.7.3.Présentation du logiciel EPANET.....	86
VI.7.4.Utilisation du logiciel EPANET.....	87
VI.7.5.Modélisation du réseau sous EPANET.....	87
VI.7.6.Simulation du réseau.....	87
VI.8.Cas de pointe	87
VI.8.1.Calcul hydraulique pour la zone1.....	87
VI.8.2.Calcul hydraulique pour la zone2.....	90
VI.8.3.Calcul hydraulique pour la zone3.....	91
VI.8.4.Calcul hydraulique pour la zone4.....	94
VI.9.Conclusion.....	96

Liste des tableaux

Tableau(I.1): Estimation de la population future	6
Tableau(I.2): Détermination des besoins domestiques	8
Tableau(I.3): Les besoins en eau des équipements publics de la zone1	8
Tableau(I.4): Les besoins en eau des équipements publics de la zone2.....	9
Tableau(I.5): Les besoins en eau des équipements publics de la zone3.....	9
Tableau(I.6): Les besoins en eau des équipements publics de la zone4.....	9
Tableau(I.7): Détermination des besoins d'équipements à long terme.....	10
Tableau(I.8): Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	10
Tableau(I.9): Tableau récapitulatif des besoins majorés actuels et à l'horizon.....	12
Tableau(I.10): Détermination des consommations maximales journalières.....	12
Tableau(I.11): Détermination des consommations maximales journalières.....	13
Tableau(I.12): La variation du β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau(I.13): Détermination de $K_{max,h}$ pour les quatre zones d'étude.....	14
Tableau(I.14): Détermination des consommations maximales horaires.....	14
Tableau(I.15): La variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau (I.16): Détermination de $K_{min,h}$ pour les quatre zones d'étude.....	15
Tableau (I.17): Détermination des consommations minimales horaires.....	16
Tableau(I.18): Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau(I.19): Répartition des débits horaires des zones 1 et 2.....	17
Tableau(I.20): Répartition des débits horaires des zones 3 et 4.....	18
Tableau(I.21): les résultats de la répartition horaire du débit ($Q_{max,h}$ et $Q_{min,h}$).....	18
Tableau(II.1): Capacités des réservoirs existants.....	24
Tableau(II.2): Détermination de la capacité du réservoir R3.....	27
Tableau(II.3): Détermination de la capacité du réservoir R4.....	28
Tableau(II.4): Détermination de la capacité du réservoir R1.....	29
Tableau(II.5): Détermination de la capacité du réservoir R2.....	30
Tableau(II.6): Tableau récapitulatif du dimensionnement des réservoirs R3 et R4.....	32
Tableau(III.1): Calcul de la HMT du tronçon FP-SR.....	42
Tableau(III.2): Calcul des frais d'exploitation FP-SR.....	43
Tableau(III.3): Calcul des frais d'amortissement FP-SR.....	43
Tableau(III.4): Calcul du bilan FP-SR.....	43
Tableau(III.5): Calcul de la HMT du tronçon SR-R3.....	44
Tableau(III.6): Calcul des frais d'exploitation SR-R3.....	45
Tableau(III.7): Calcul des frais d'amortissement SR-R3.....	45
Tableau(III.8): Calcul du bilan SR-R3.....	45
Tableau(III.9): Calcul de la HMT du tronçon SR-R4.....	46
Tableau(III.10): Calcul des frais d'exploitation SR-R4.....	47
Tableau(III.11): Calcul des frais d'amortissement SR-R4.....	47
Tableau(III.12): Calcul du bilan SR-R4.....	47
Tableau(III.13): Calcul de la HMT du tronçon FE-SR.....	48

Tableau(III.14): Calcul des frais d'exploitation FE-SR.....	48
Tableau(III.15): Calcul des frais d'amortissement FE-SR.....	49
Tableau(III.16): Calcul du bilan FE-SR.....	49
Tableau(IV.1): Tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.....	62
Tableau(IV.2): Les caractéristiques de la pompe au niveau du forage1	64
Tableau(IV.3): Les caractéristiques de la pompe au niveau du forage2.....	65
Tableau(IV.4): Les caractéristiques de la pompe au niveau de la SR-R3.....	66
Tableau(IV.5): Les caractéristiques de la pompe au niveau de la SR-R4.....	67
Tableau(IV.6): Les coordonnées de la courbe iso-rendement.....	69
Tableau(IV.7): Tableau récapitulatif des frais d'exploitation.....	70
Tableau(V.1): Calcul des valeurs du coup de bélier.....	77
Tableau(V.2): Les différents matériaux.....	78
Tableau(VI.1): Calcul des débits spécifiques.....	86
Tableau(VI.2): Calcul hydraulique pour la zone1	88
Tableau(VI.3): Calcul des débits aux nœuds pour la zone1.....	89
Tableau(VI.4): Calcul hydraulique pour la zone2.....	90
Tableau(VI.5): Calcul des débits aux nœuds pour la zone2.....	91
Tableau(VI.6): Calcul hydraulique pour la zone3.....	92
Tableau(VI.7): Calcul des débits aux nœuds pour la zone3.....	93
Tableau(VI.8): Calcul hydraulique pour la zone4.....	94
Tableau(VI.9): Calcul des débits aux nœuds pour la zone4.....	95

Liste des figures

Figure(I.1) : Plan communal de la wilaya de Jijel.....	2
Figure(I.2) : Plan de la commune de Sidi Maarouf.....	5
Figure(I.3) : Graphe de l'évolution démographique pour différents horizons.....	6
Figure(II.1) : Conduite d'adduction.....	21
Figure(II.2) : Conduite de distribution.....	22
Figure(II.3) : Conduite de trop-plein.....	22
Figure(II.4) : Conduite de by-pass.....	23
Figure(II.5) : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	24
Figure(III.1) : Schéma général des adductions.....	41
Figure(IV.1) : Différents types de turbo-pompes.....	52
Figure(IV.2) : Type de la pompe selon la forme de la roue.....	53
Figure(IV.3) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	56
Figure(IV.4) : Couplages des pompes en parallèle.....	57
Figure(IV.5) : Couplage des pompes en série.....	57
Figure(IV.6) : Point de fonctionnement d'une pompe.....	58
Figure(IV.7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....	60
Figure(IV.8) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	60
Figure(IV.9) : Schéma d'une installation d'une pompe en dépression.....	62
Figure(IV.10) : Schéma d'une installation d'une pompe en charge.....	63
Figure(IV.11) : Erosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	63
Figure(IV.12) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage1.....	64
Figure(IV.13) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage2.....	65
Figure(IV.14) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SR-R3.....	66
Figure(IV.15) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SR-R4.....	67
Figure(IV.16) : La courbe iso-rendement.....	67
Figure(V.1) : Volant d'inertie.....	73
Figure(V.2) : La soupape de décharge.....	74
Figure(V.3) : Fonctionnement des réservoirs d'air.....	74
Figure(V.4) : Fonctionnement des cheminées d'équilibre.....	75
Figure(V.5) : Protection pour la traversés des routes.....	78
Figure(V.6) : Traversée d'oued.....	79
Figure(V.7) : Butée sur coude horizontal.....	80
Figure(V.8) : Butée sur coude vertical.....	80
Figure(V.9) : Butée sur branchement.....	80
Figure(VI.1) : Schéma du réseau maillé.....	82
Figure(VI.2) : Schéma du réseau ramifié.....	83
Figure(VI.3) : Schéma du réseau mixte.....	83

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (Annuité)
a : La célérité de l'onde (m/s),
a_{eq} : La célérité équivalente du système
B_L : Le bilan en (DA)
B : La valeur du coup de bélier (m),
CTN : Côte Terrain Naturel en (m)
CTP : Côte Trop Plein en (m)
D : Diamètre du tuyau en m,
D_N : diamètre normalisé
d' : Diamètre de la veine contractée
E : Energie consommée par la pompe (KWh)
e : Prix unitaire du KWh. en (DA)
e : Epaisseur de la conduite (mm),
g : Accélération de la pesanteur en m²/s,
Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
Hg : Hauteur géométrique en (m)
Hmt : La hauteur manométrique totale
H₀ : Pression absolue de la conduite
i : Taux d'annuité
J : Pertes de charge par frottement en (m/ml)
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi
K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal
K_{max,h} : Coefficients de variation de consommation maximum horaire
K_{min,h} : Coefficients de variation de consommation minimum horaire
L : Longueur de la conduite en m,
Leq : longueur équivalente du système,
m : Coefficient de rognage.
N_i : Nombre de consommateurs,
N_D : Niveau dynamique du forage en (m)
N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25 ans)
(NPSH)_a : Charge nette minimale disponible à l'aspiration
(NPSH)_r : la charge nette minimale requise à l'aspiration
P : Puissance de pompage en (KWh)
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
P₀ : Pression absolue
P_U : le prix unitaire de la conduite (DA/ml),
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%)
Q : débit refoulé dans la conduite en m³/s.
Q_{max,h} : Débit entrant dans la station (m³/h),
Q_{max,j} : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année,
Q_{min,j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année,
Q_{moyen journalier} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s,
Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j)

q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons,
Re : Nombre de Reynolds,
r: Le pourcentage de rognage
S : section de la conduite,
T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h),
T_v: C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée
T: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite,
t : Nombre d'heure de pompage (h)
t : Temps de service = 25 ans,
U₀ : volume d'air initial,
V : Vitesse d'écoulement en m/s,
V : volume nouveau de l'air,
V_f: Vitesse finale choisie,
V_{max} : Volume maximal de stockage (m³)
V_m: moyenne arithmétique de la vitesse choisit.
V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³),
V_{tot} = Volume total du réservoir (m³).
Z : pression dans le réservoir d'air.
Z₀ : pression absolue,
α : Coefficient de vieillissement
α_{max}: Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
β_{max}: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
v : Viscosité cinématique de l'eau,
ξ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%)
ρ: Masse volumique de l'eau
η : Rendement de la pompe en %
δ₀: Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal
λ : Coefficient de pertes de charge

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau est indispensable à l'existence, au développement et à la vie de l'homme. De sa conception à la réalisation de ses activités comme l'industrie ou l'agriculture, l'homme a besoin de l'eau. Elle est une ressource si vitale qu'elle semble banale, mais sans elle, la vie disparaît. « L'eau n'est pas nécessaire à la vie, l'eau est la vie ».

On l'appelle aujourd'hui « l'or bleu », c'est un besoin fondamental, irremplaçable et chaque être humain a le droit à l'eau salubre. Mais pour près d'un milliard de personnes, cette promesse n'est pas encore tenue, ils vivent sans eau potable, la terre est en véritable crise d'eau. Parmi les pays qui sont touchés par cette problématique, l'Algérie, ses ressources conventionnelles en eau étaient insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population, ce qui a incité les autorités à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable de la population.

La commune de Sidi Marrouf a connu ces dernières années un accroissement démographique important. Cette situation a provoqué un manque accru en terme d'eau potable, et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de fin d'étude, qui consiste à l'alimentation en eau potable des centres Sidi Zerrouk et Asref de la commune de Sidi Marrouf wilaya de Jijel.

L'objet de notre étude est de dimensionner un nouveau réseau d'alimentation en eau potable en raison de satisfaire les besoins de la région à partir de deux forages.

Afin d'aboutir aux objectifs du projet, l'étude est structurée en six chapitres :

- Une présentation globale du site d'étude et l'estimation des différents besoins en eau de la population.
- En second lieu, il sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage en tenant compte des capacités des réservoirs existants.
- Le troisième chapitre s'intéressera au calcul des conduites d'adduction.
- Le quatrième chapitre consiste à choisir les pompes adéquates à notre réseau.
- La pose et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier seront traitées dans le cinquième chapitre.
- Le dernier chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution.

On finalise notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du site et Estimation des besoins

I.1.Introduction

Il sera question dans ce chapitre de traiter la localisation de notre zone d'étude, ses caractéristiques topographiques, morphologiques, géologiques et climatiques notamment la situation hydraulique, ainsi que les différents besoins en eau, qui sera une analyse nécessaire pour le dimensionnement d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable à partir de deux forages vers les agglomérations concernées.

I.2.Situation géographique

Le territoire de la commune de Sidi Maarouf est situé au sud-est du Chef-lieu de la Wilaya de Jijel à environ 60 KM. Elle est située sur un axe routier important qui est la RN N°43 et elle est traversée par l'oued El Kebir.[1]

Administrativement, la commune de Sidi Maarouf est limitée par:

- Au Nord: Les Communes d'El Milia, Settara et Ouled Yahya Khedrouche.
- A l'Est: La commune de Ghebala.
- A l'Ouest: La commune de Ouled Rabah.
- Au Sud: Les communes de Chigara et Hamala.



Figure I.1 : Plan communal de la wilaya de Jijel

Notre zone d'étude se trouve dans la commune de Sidi Maarouf, elle s'étend sur deux centres Sidi Zerrouk et Asraf qui se trouvent à l'est de la commune Sidi Maarouf, qui vont être bénéficiés de notre projet.

Cette région connaît un développement considérable en matière d'habitats, par ailleurs la distribution d'eau potable connaît d'énormes perturbations, il devient donc nécessaires de se préoccuper de l'alimentation en eau de cette population.

I.3.Climatologie [1]

I.3.1.Climat

La région du centre de Sidi Zarrouk est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux en hiver et chaud en été.

I.3.2. Pluviométrie

D'après les données relevées sur une période de 30 ans par la station d'El Milia, la moyenne annuelle des précipitations est de 866 mm.

I.3.3. Température

La moyenne annuelle des températures est de 21.2 degrés :

- Le maximum enregistré en été est de 30.9 degrés.
- Le minimum enregistré en hiver est de 11.6 degrés.

I.3.4. Vents

Les vents dominants sont ceux du Nord-Ouest et Nord-Est. Ils sont généralement faibles à modérés, avec une vitesse moyenne mensuelle de 8 km/h.

I.4. L'activité

Le centre de Sidi Zarrouk et Asref sont à vocation agricole. Les cultures pratiquées sont essentiellement potagères et fruitières, alors que les forêts de la région sont connues par la culture de l'olive qui reste un moyen essentiel de subsistance.

L'industrie reste insignifiante car la région est dépourvue d'infrastructures pouvant mettre en valeur les ressources naturelles mis à part l'existence d'une unité de la Sogemac.

I.5. Situation démographique

Tenant compte de l'orientation spatiale afin de nous rapprocher de la définition des besoins en eau potable de l'aire d'étude à court, moyen et long termes (2017, 2040), horizons que nous avons admis pour l'échelonnement du processus d'aménagement hydraulique du centre, d'une part, et du fait qu'il est extrêmement difficile de simuler l'avenir d'une agglomération avec certitude, d'autre part, nous avons donc admis les hypothèses de travail suivantes[1]:

- La population de référence à l'année 2008 est de 6251 hab. pour Sidi Zerrouk et 770 hab. pour Asref.
- Le taux d'accroissement annuel de la commune de Sidi Maarouf, selon le RGPH de 2008, est de 2.01%. Pour le centre de Sidi Zerrouk l'on prendra ce taux comme référence tandis que pour le centre d'Asref au vu de la cadence de construction de l'habitat individuel constatée et relevée par les services techniques locaux, il sera

considéré un taux d'accroissement supérieur au taux communal et sera pris égale à deux jusqu'au moyen terme et on prendra ensuite le taux communal pour le long terme.

- L'adoption de l'affectation des sols retenue par le P.O.S. existant.
- La domination du style de vie par les anciennes valeurs et traditions.

I.6. Situation Hydraulique

La situation hydraulique actuelle des centres se résume comme suit [1]:

- **Centre de Sidi Zerrouk**

Le centre est alimenté actuellement à partir du forage situé à l'ouest du centre. Elle alimente l'ancien réservoir d'une capacité de 300 m³.

Le centre de Sidi Zerrouk possède un réseau de distribution réalisé dans les années 90 en acier de différents diamètres. C'est un réseau qui ne couvre plus la totalité du centre actuel au vu des extensions qui se sont faites ces dernières années.

Le réseau est dans un état de dégradation avancé, où l'on a constaté beaucoup de fuites. Malgré les différentes interventions pour réparer les tuyaux, il reste que la corrosion a touché pratiquement toutes les conduites.

- **Centre d'Asref**

Le centre d'Asref est alimenté actuellement par deux petits réservoirs métalliques qui servaient à l'alimentation en eau potable de la base-vie d'une entreprise Italienne. Ces réservoirs sont alimentés par une source provenant du territoire de la Wilaya de Mila moyennant une conduite en DN80 mm.

I.7. Estimation de la population future

L'étude de l'évolution de la population des agglomérations est basée sur les statistiques des recensements nationaux. Ainsi le calcul de la population peut s'effectuer par l'une des méthodes suivantes :

- La méthode rationnelle.
- La méthode arithmétique.
- La méthode géométrique.

La méthode la plus utilisée pour la projection de la population future est la méthode rationnelle (La formule des intérêts composés) :

$$P_{i+1} = P_i * (1 + T_a)^n \quad (I.1)$$

Où :

- P_{i+1} : Evolution de la population à l'année (i+1)
- P_i : Population de référence à l'année (i)
- T_a : Taux d'accroissement annuel de la population
- n : Nombre d'année de P_i à l'année P_{i+1}

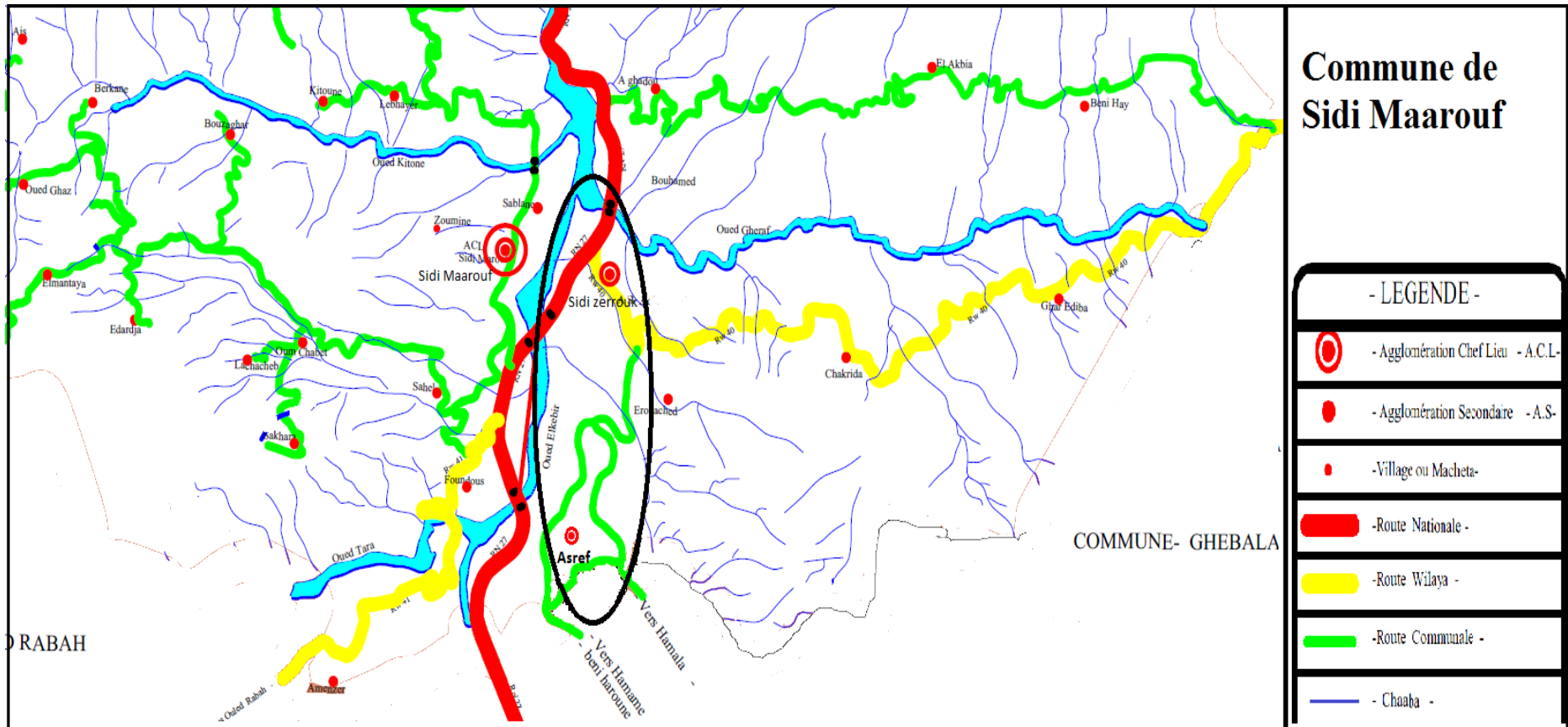


Figure I.2 : Localisation de la région d'étude

En appliquant cette formule, on obtient les résultats présentés dans les tableaux suivants [2] :

Tableau (I.1) : Estimation de la population future

Ville	Zone	Recensement 2008	Taux d'accroissement	Population	
				2017	2040
Sidi Zerrouk	Zone1	3450	2.01	4127	6523
	Zone2	1940		2321	3668
	Zone3	860		1029	1626
Asref	Zone4	770		921	1456
Total		7020	2.01	8398	13273

L'examen du tableau (I.1) montre que la population du centre à long terme (horizon 2040) s'élèvera à 13273 habitants.

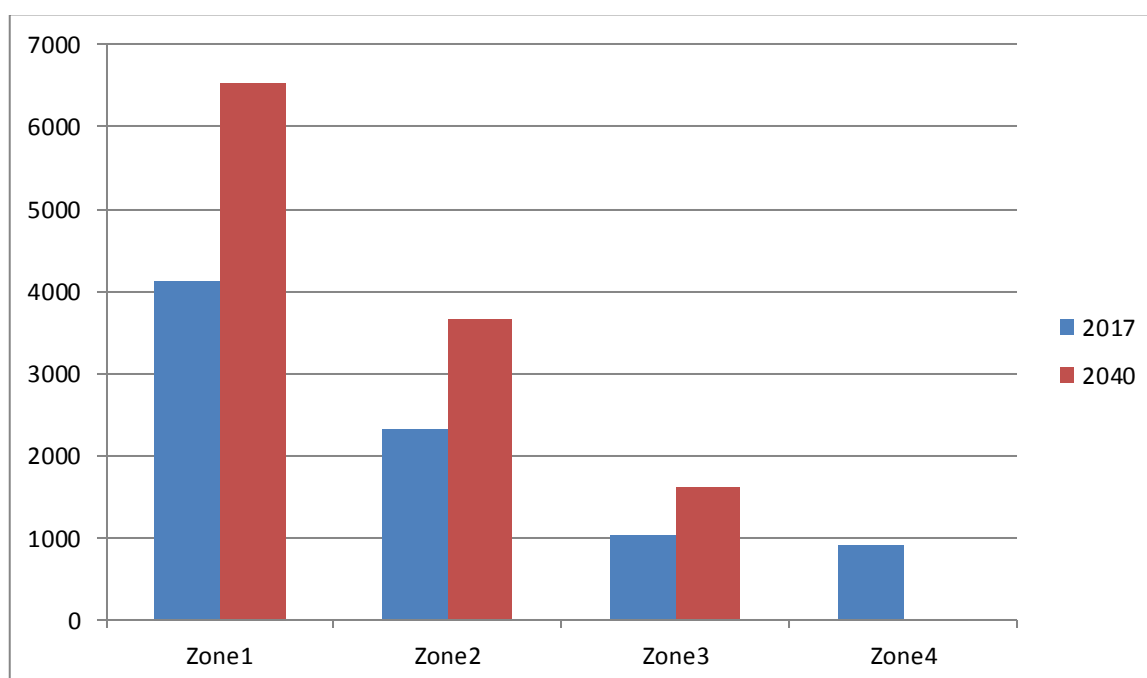


Figure (I.3) : Graphe de l'évolution démographique pour différents horizons

I.8. Catégories des besoins :

La qualité et la quantité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommation existante. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de l'agglomération étudiée. Ainsi, nous avons :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels et sportifs.

I.9. Choix de la norme unitaire de consommation

I.9.1. Définition

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la qualité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule,...etc.

I.9.2. Critères de choix de la norme

La dotation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

I.10. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année se détermine par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i D_i}{1000} \quad (\text{I.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j].
- N_i : Nombre de consommateurs.
- D_i : Dotation moyenne journalière de la consommation [$\text{l}/\text{hab.j}$].
- i : Nombre de groupes ($i= 1, 2, 3, \dots, n$).

I.10.1. Besoins domestiques

La dotation varie comme suit :

- Pour les petites agglomérations : D est entre 60 et 100 l/j/hab.
- Pour les grandes agglomérations : D est entre 100 et 200 l/j/hab.

Il est jugé que les dotations : 80, 100 et 150 litres/jour/habitant seront suffisantes pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme.

Tableau (I.2): Détermination des besoins domestiques

Zones	Nombre d'habitants		Dotation moyenne [l/hab.]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]	
	2017	2040		2017	2040
Zone1	4127	6523	150	619.05	978.4
Zone2	2321	3668	100	232.1	366.8
Zone3	1029	1626		102.9	162.6
Zone4	921	1456	80	73.7	116.48

I.10.2. Besoins en eau actuels des équipements publics de Sidi Zerrouk

Les différents besoins en eau actuels des équipements publics des 3 zones de Sidi Zerrouk sont regroupés dans les tableaux (I.3), (I.4), (I.5):

Tableau(I.3): Les besoins en eau des équipements publics de la zone 1

DESIGNATION	N ^{bre} d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Besoins administratifs				
Gendarmerie	10	employé	15	0.15
Garde communal	10	employé	15	0.15
Agence postale	10	employé	15	0.15
Besoins sanitaires				
Salle de soins	20	malades	15	0.3
Besoins scolaires				
Ecole primaire	500	Elève	5	2.5
CEM	400	Elève	10	4
Lycée	200	Elève	10	2
Besoins culturels	N ^{bre} d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Mosquée	1000	Fidèles	15	15
Besoins commerciaux				
Marché	150	m ²	10	1.5
Douche + hammam	1	douche	1500	1.5
Totale (m³/j)				27.25

Tableau (I.4) : Les besoins en eau des équipements publics de la zone 2

DESIGNATION	N^{bre} d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m³/j)
Besoins administratifs				
Unité de protection civile	10	Pompiers	10	0.1
Besoins sanitaires				
Salle de soins	20	malades	10	0.2
Besoins scolaires				
Ecole primaire	350	Elève	5	1.75
CEM	200	Elève	10	2
Besoins culturels				
Mosquée	800	Fidèles	15	12
Totale (m³/j)				16.05

Tableau (I.5) : Les besoins en eau des équipements publics de la zone 3

DESIGNATION	N^{bre} d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m³/j)
Besoins scolaires				
Primaire	300	Elève	5	1.5
Besoins culturel				
Mosquée	400	Fidèles	15	6
Totale (m³/j)				7.5

I.10.3. Besoins en eau actuels des équipements publics de la zone4 d'Asref

Les différents besoins en eau actuels des équipements publics de la zone 4 (Asref) sont regroupés dans le tableau (I.6),

Tableau(I.6) : Les besoins en eau des équipements publics de la zone 4

DESIGNATION	N^{bre} d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m³/j)
Ecole primaire	300	Elèves	5	1.5
Mosquée	350	Fidèles	10	3.5
Salle de soins	10	Malades	10	0.15
TOTAL (m³/j)				5.15

I.10.4. Besoins des équipements à long terme

Pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu.

$$\frac{Q_{\text{equip}}(2017)}{Q_{\text{domes}}(2017)} = \frac{Q_{\text{equip}}(2040)}{Q_{\text{domes}}(2040)} \quad (\text{I.3})$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau (I.7) qui suit :

Tableau(I.7) : Détermination des besoins d'équipements à long terme

Zones	Besoins d'équipements à l'horizon (m³/j)	
Zone1	Besoins domestiques	978.4
	Besoins d'équipements	43.1
	Total	1021.5
Zone2	Besoins domestiques	366.8
	Besoins d'équipements	25.1
	Total	391.9
Zone3	Besoins domestiques	162.6
	Besoins d'équipements	12.2
	Total	174.8
Zone4	Besoins domestiques	116.48
	Besoins d'équipements	8.4
	Total	124.88

I.11. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Après l'étude de l'estimation des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité actuelle jusqu'à l'horizon d'étude.

Tableau(I.8) : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Type de consommation (m ³ /j)	Sidi Zerrouk						Asref	
	Zone 1		Zone2		Zone3		Zone4	
	2017	2040	2017	2040	2017	2040	2017	2040
Domestiques	619.05	978.4	232.1	366.8	102.9	162.6	73.7	116.5
Equipements	27.25	43.1	16.05	25.1	7.5	12.2	5.15	8.4
Totale	646.3	1021.5	248.15	391.9	110.4	174.8	78.85	124.9

I.11.1. Variation des débits journaliers de consommation

Les débits journaliers de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du mode de vie des abonnés de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville.
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

I.12. Coefficients d'irrégularités

I.12.1. Coefficient d'irrégularité maximal journalier ($K_{\max,j}$)

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{\max,j}$ sur le $Q_{\text{moy},j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$(I.4) \quad K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière.
- $Q_{\max,j}$: Débit de consommation maximum journalier.
- $Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre [1.1-1.3]. Dans le cas présent, on prend $K_{\max,j}=1.2$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

I.12.2. Majoration de la consommation moyenne journalière

I.12.2.1. Détermination des débits journaliers

Afin d'éviter toutes erreurs de sous dimensionnement du réseau en raison de diverses fuites qui peuvent se produire, on prévoit une majoration de la consommation moyenne journalière.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule suivante [4] :

$$Q_{\text{majoré}} = m * Q_{\text{moy},j} \quad (I.5)$$

$Q_{\text{majoré}}$: débit moyen journalier majoré (m^3/j).

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier (m^3/j).

m : coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de m sont [4] :

- Réseau neuf ou bien entretenu : $m=1.2$.
- Réseau moyennement entretenu : $m=1.25$ à 1.35 .
- Réseau vétuste ou mal entretenu : $m=1.5$.

Le réseau étudié est neuf, donc on prend $m=1.2$.

La majoration de la consommation moyenne journalière pour la zone étudiée est représentée dans le tableau (I.9)

Tableau(I.9): Tableau récapitulatif des besoins majorés actuels et à l'horizon

Zones d'étude		Années	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]	m	Consommation moyenne journalière majorée [m ³ /j]
Sidi Zerrouk	Zone1	2017	646.3	1.2	775.56
		2040	1021.5		1225.8
	Zone2	2017	248.15		297.78
		2040	391.9		470.3
	Zone3	2017	110.4		132.48
		2040	174.8		209.8
Asref	Zone4	2017	78.85		94.62
		2040	124.9		149.9

I.12.3. Consommation maximale journalière

Les calculs des débits maximums journaliers des quatre zones se présentent dans le tableau suivant (I.11) :

Tableau (I.10): Détermination des consommations maximales journalières

Zones d'étude		Années	Consommation moyenne journalière majorée [m ³ /j]	K _{max,j}	Consommation maximale journalière [m ³ /j]
Sidi Zerrouk	Zone1	2017	775.56	1.2	930.67
		2040	1225.8		1470.96
	Zone2	2017	297.78		357.34
		2040	470.3		564.36
	Zone3	2017	132.48		158.98
		2040	209.8		251.76
Asref	Zone4	2017	94.62		113.54
		2040	149.9		179.88

I.12.4. Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{min,j}$)

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Il est donné par le rapport suivant :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (I.6)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.

La valeur de $K_{min,j}$ varie entre [0.7-0.9], On prend $K_{min,j} = 0.8$.

I.12.5. Consommation minimale journalière

Les calculs des débits minimums journaliers des 4 zones se présentent dans le tableau suivant

Tableau (I.11) : Détermination des consommations minimales journalières

Zones d'étude		Année	Consommation moyenne journalière majorée [m ³ /j]	$K_{min,j}$	Consommation minimale journalière [m ³ /j]
Sidi Zerrouk	Zone1	2017	775.56	0.8	620.45
		2040	1225.8		980.64
	Zone2	2017	297.78		238.22
		2040	470.3		376.24
	Zone3	2017	132.48		105.98
		2040	209.8		167.84
Asref	Zone4	2017	94.62		75.69
		2040	149.9		119.92

I.12.6. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.7)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail. Sa valeur varie de [1.2-1.4] et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, on prend : $\alpha_{max} = 1.25$.

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (I.12) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau(I.12) : La variation du β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15

- Calcul de $K_{max,h}$ pour chaque zone (Tableau(I.13))

Tableau (I.13): Détermination de $K_{max,h}$ pour les quatre zones d'étude

Zones d'étude		Années	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$
Sidi Zerrouk	Zone1	2017	1.25	1.48	1.85
		2040		1.39	1.73
	Zone2	2017		1.64	2.05
		2040		1.52	1.9
	Zone3	2017		1.98	2.48
		2040		1.76	2.2
Asref	Zone4	2017		2	2.5
		2040		1.92	2.4

I.12.7. Consommation maximale horaire

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

I.12.7.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j,majoré} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (I.8)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $Q_{max,j,majoré}$: Débit maximum journalier majoré en m^3/j .

Les calculs des débits maximums horaires des quatre zones se présentent dans le tableau suivant (I.14) :

Tableau (I.14) : Détermination des consommations maximales horaires

Zones d'étude			Consommation moyenne Journalière [m^3/j]	Consommation moyenne horaire [m^3/h]	$K_{max,h}$	Consommation maximale horaire [m^3/h]
Sidi Zerrouk	Zone1	2017	775.56	32.32	1.85	59.79
		2040	1225.8	51.07	1.73	88.35
	Zone2	2017	297.78	12.41	2.05	25.44
		2040	470.3	19.59	1.9	37.22
	Zone3	2017	132.48	5.52	2.48	13.69
		2040	209.8	8.74	2.2	19.23
Asref	Zone4	2017	94.62	3.94	2.5	9.86
		2040	149.9	6.25	2.4	15.00

I.12.8. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (I.9)$$

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, sa valeur varie de [0.4-0.6]. On prend $\alpha_{min} = 0.5$.

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (I.15) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (I.15) : la variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

- **Calcul de $K_{min,h}$ pour chaque zone (Tableau(I.16))**

Tableau (I.16): Détermination de $K_{min,h}$ pour les quatre zones d'étude

Zones d'étude		Année	α_{min}	β_{min}	$K_{min,h}$
Sidi Zerrouk	Zone1	2017	0.5	0.21	0.105
		2040		0.28	0.14
	Zone2	2017		0.10	0.05
		2040		0.18	0.09
	Zone3	2017		0.10	0.05
		2040		0.10	0.05
Asref	Zone4	2017		0.10	0.05
		2040		0.10	0.05

I.12.9. Consommation minimale horaire

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

I.12.10.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{min,j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (I.10)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $Q_{min,j}$: Débit minimal journalier en m^3/j .

Les calculs des débits minimums horaires des quatre zones se présentent dans le tableau suivant (I.17) :

Tableau (I.17): Détermination des consommations minimales horaires

Zones d'étude		Année	Consommation minimal Journalière [m ³ /j]	Consommation moyenne horaire [m ³ /h]	K _{min.h}	Consommation minimale horaire [m ³ /h]
Sidi Zerrouk	Zone1	2017	620.45	25.85	0.105	2.71
		2040	980.64	40.86	0.14	5.72
	Zone2	2017	238.22	9.93	0.05	0.5
		2040	376.24	15.68	0.09	1.41
	Zone3	2017	105.98	4.42	0.05	0.22
		2040	167.84	6.99	0.05	0.35
Asref	Zone4	2017	75.69	3.15	0.05	0.16
		2040	119.92	5.00	0.05	0.25

I.13. Evaluation de la consommation horaire en fonction de K_{max.h}

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction de K_{max.h} (Annexe1).

La répartition est indiquée dans les tableaux (I.18), (I.19) qui correspondent à la zone 1,2 et 3,4 suivant :

Tableau(I.18): Répartition des débits horaires des zones 1 et 2

Heurs	Zone1 (Q _{max.j} =1470.96 m ³ /j)				Zone2 (Q _{max.j} =564.36 m ³ /j)			
	Q _{max.h}		Cumulé		Q _{max.h}		Cumulé	
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	0.90	13.24	0.9	13.24	0.85	4.79	0.85	4.79
1-2	0.90	13.24	1.8	26.48	0.85	4.79	1.7	9.59
2-3	0.90	13.24	2.7	39.71	0.85	4.79	2.55	14.39
3-4	1.00	14.71	3.7	54.42	1.00	5.64	3.55	20.03
4-5	1.35	19.86	5.05	74.28	2.70	15.24	6.25	35.27
5-6	3.85	56.63	8.9	130.91	4.70	26.52	10.95	61.79
6-7	5.20	76.49	14.1	207.40	5.35	30.19	16.3	91.99
7-8	6.20	91.19	20.3	298.60	5.85	33.01	22.15	125.00
8-9	5.50	80.90	25.8	379.51	4.50	25.39	26.65	150.40
9-10	5.85	86.05	31.65	465.56	4.20	23.70	30.85	174.10
10-11	5.00	73.55	36.65	539.11	5.50	31.04	36.35	205.14
11-12	6.50	95.61	43.15	634.72	7.50	42.33	43.85	247.47
12-13	7.50	110.32	50.65	745.04	7.90	44.58	51.75	292.06
13-14	6.70	98.55	57.35	843.60	6.35	35.84	58.1	327.89
14-15	5.35	78.70	62.7	922.29	5.20	29.35	63.3	357.24

Suite du Tableau(I.18): Réparation des débits horaires des zones 1 et 2

Heurs	Zone1 (Q _{max,j} =1470.96 m ³ /j)				Zone2 (Q _{max,j} =564.36 m ³ /j)			
	Q _{max,h}		Cumulé		Q _{max,h}		Cumulé	
15-16	4.65	68.40	67.35	990.69	4.80	27.09	68.1	384.33
16-17	4.50	66.19	71.85	1056.88	4.00	22.57	71.1	406.90
17-18	5.50	80.90	77.35	1137.78	4.50	25.39	76.6	432.30
18-19	6.30	92.67	83.65	1230.46	6.20	34.99	82.8	467.29
19-20	5.35	78.69	89	1309.15	5.70	32.17	88.5	499.46
20-21	5.00	73.55	94	1382.70	5.50	31.04	94	530.49
21-22	3.00	44.13	97	1426.83	3.00	16.93	97	547.43
22-23	2.00	29.42	99	1456.25	2.00	11.29	99	558.72
23-24	1.00	14.71	100	1470.96	1.00	5.64	100	564.36

Tableau(I.19) : Réparation des débits horaires des zones 3 et 4

Heurs	Zone3 (Q _{max,j} =251.76 m ³ /j)				Zone4 (Q _{max,j} =179.88 m ³ /j)			
	Q _{max,h}		Cumulé		Q _{max,h}		Cumulé	
(h)	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h
0-1	0.60	1.51	0.6	1.51	0.60	1.08	0.6	1.08
1-2	0.60	1.51	1.2	3.02	0.60	1.08	1.2	2.16
2-3	1.20	3.02	2.4	6.04	1.20	2.16	2.4	4.32
3-4	2.00	5.03	4.4	11.08	2.00	3.59	4.4	7.91
4-5	3.50	8.81	7.9	19.89	3.50	6.29	7.9	14.21
5-6	3.50	8.81	11.4	28.70	3.50	6.29	11.4	20.51
6-7	4.50	11.33	15.9	40.03	4.50	8.09	15.9	28.60
7-8	10.20	25.70	26.1	65.71	10.20	18.35	26.1	46.95
8-9	8.80	22.15	34.9	87.86	8.80	15.83	34.9	62.78
9-10	6.50	16.36	41.4	104.23	6.50	11.69	41.4	74.47
10-11	4.10	10.32	45.5	114.55	4.10	7.37	45.5	81.84
11-12	4.10	10.32	49.6	124.87	4.10	7.37	49.6	89.22
12-13	3.50	8.81	53.1	133.68	3.50	6.29	53.1	95.52
13-14	3.50	8.81	56.6	142.49	3.50	6.29	56.6	101.81
14-15	4.70	11.83	61.3	154.33	4.70	8.45	61.3	110.27
15-16	6.20	15.61	67.5	169.39	6.20	11.15	67.5	121.42
16-17	10.40	26.18	77.9	196.12	10.40	18.71	77.9	140.13
17-18	9.40	23.66	87.3	219.79	9.40	16.91	87.3	157.03
18-19	7.30	18.38	94.6	238.16	7.30	13.13	94.6	170.17
19-20	1.60	4.03	96.2	242.19	1.60	2.88	96.2	173.04
20-21	1.60	4.03	97.8	246.22	1.60	2.88	97.8	175.92
21-22	1.00	2.52	98.8	248.74	1.00	1.79	98.8	177.72
22-23	0.60	1.51	99.4	250.25	0.60	1.08	99.4	178.80
23-24	0.60	1.51	100	251.76	0.60	1.08	100	179.88

Le tableau (I.20) qui suit résume les résultats de la répartition horaire du débit ($Q_{\max.h}$ et $Q_{\min.h}$) pour toutes les zones :

Tableau(I.20) : les résultats de la répartition horaire du débit ($Q_{\max.h}$ et $Q_{\min.h}$)

Zones		$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min.h}$ (m ³ /h)
Sidi Zerrouk	Zone1	110.32	13.24
	Zone2	44.58	4.79
	Zone3	26.18	1.51
Asref	Zone3	18.71	1.08

I.14. Le bilan des besoins

Le bilan des besoins se présentent dans le tableau(I.21) suivant :

Tableau(I.21): Le bilan des besoins

Années	$Q_{\max.j}$ (l/s)	Débit du forage 1 (l/s)
2017	18.15	20
2040	28.69	20

Commentaire

D'après le tableau, on remarque que le débit du forage1 satisfait les besoins actuels (2017) mais il ne peut pas satisfaire les besoins futurs de la population. Alors on opte pour une réalisation d'un autre forage du débit de 15 l/s afin d'atteindre la satisfaction des besoins en eau de la région.

I.15.Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d'étude où on a aperçu une population totale de 13273 habitants à l'horizon 2040.

Après avoir estimé les besoins en eau potable à l'horizon 2040, on a constaté que le débit fourni par le forage existant, répond aux besoins actuels à court et à moyen terme, mais ne satisfais pas les besoins à long terme de la population. Par conséquent nous recommandons la réalisation d'un nouveau forage.

Chapitre II :
Les réservoirs

II.1.Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Cet ouvrage est aménagé pour contenir de l'eau soit pour la consommation publique, ou pour l'industrie.

Le réservoir permet le stockage et l'exploitation d'une eau par accumulation ainsi que la distribution. Cette exploitation peut se faire par écoulement libre ou par écoulement forcé, idem pour l'alimentation.

Donc dans ce chapitre on abordera une étude sur les ouvrages et la capacité de stockage nécessaire pour les agglomérations concernées.

II.2. Rôle des réservoirs

Le rôle du réservoir est [3] :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage.
- Réducteur des dépenses d'énergies (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer une réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de bride charge dans le cas d'une distribution étagée.

II.3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes [3] :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés la pression suffisante.

II.4. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants [3] :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution), cependant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

II.5. Le type des réservoirs

Les réservoirs de stockage sont classifiés :

D'après la nature des matériaux, on distingue [3] :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé, ordinaires ou précontraints.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés. (sur surface) ;
- Sur-élevés, sur tour.

D'après les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires ;
- Carrés ;
- Rectangulaires ;
- Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique...etc.).

II.6. Equipements des réservoirs

II.6.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

II.6.1.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

- **Par le haut :** soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par le bas :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier [4].

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure (II.1) ci-dessous :

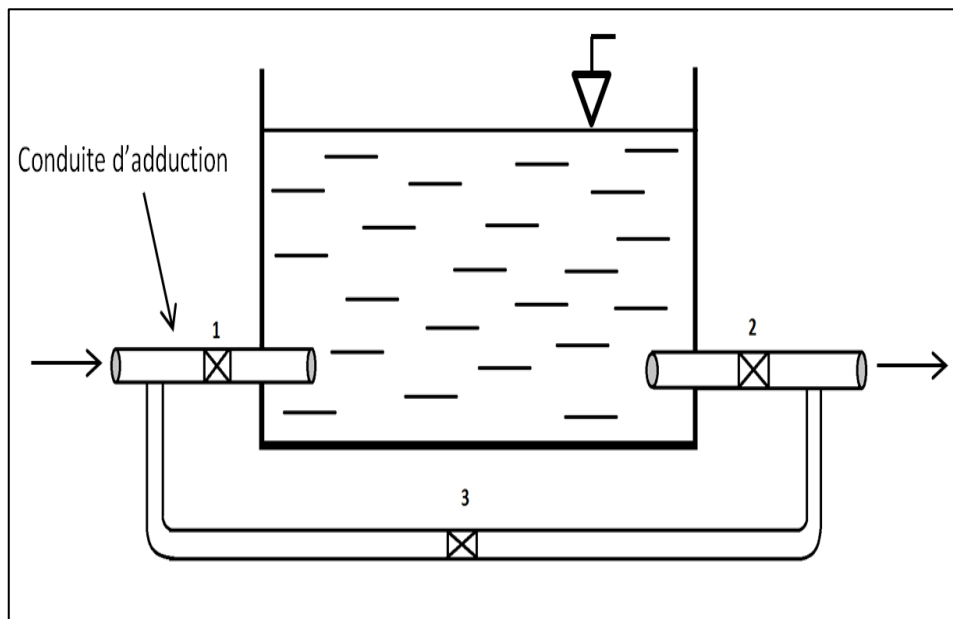


Figure (II.1): Conduite d'adduction

II.6.1.2. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite [4].

La conduite de distribution est représentée dans la figure (II.2) ci-après :

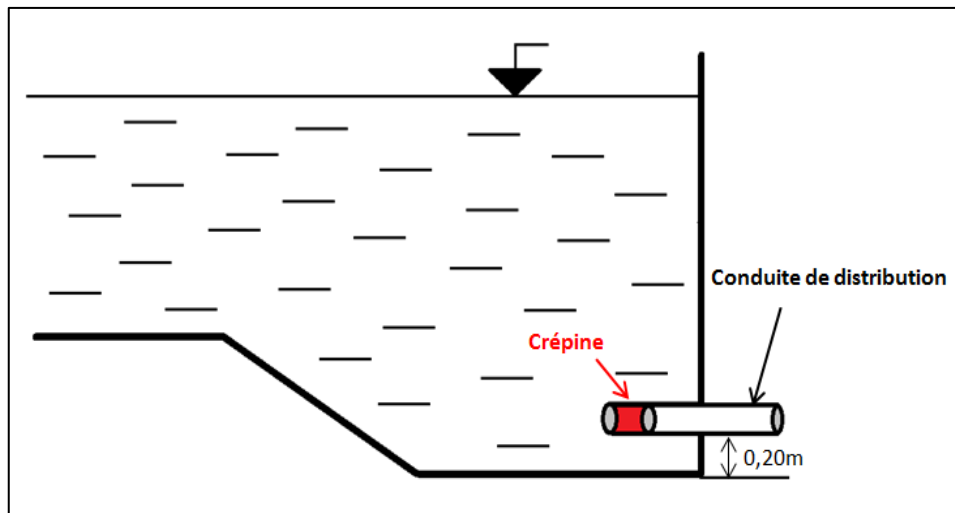


Figure (II.2): Conduite de distribution

II.6.1.3. Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve [4].

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (II.3) suivante :

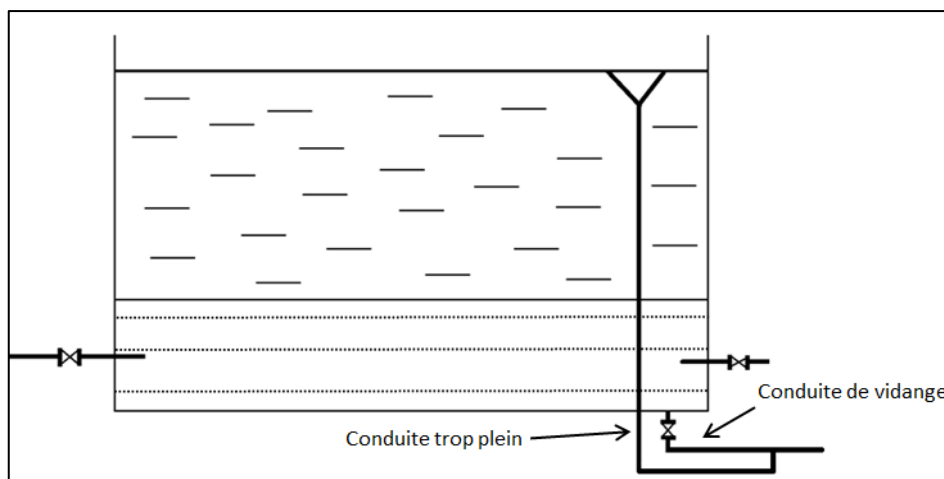


Figure (II.3): Conduite de trop-plein

II.6.1.4. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière [4].

II.6.1.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution [4].

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (II.4) ci-après.

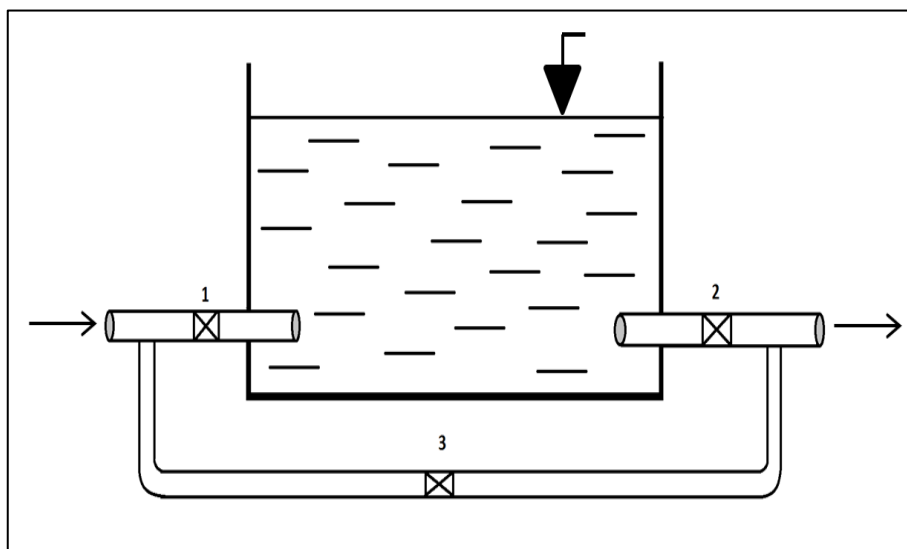


Figure (II.4): Conduite de by-pass

II.6.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (II.5) et qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (II.5) :

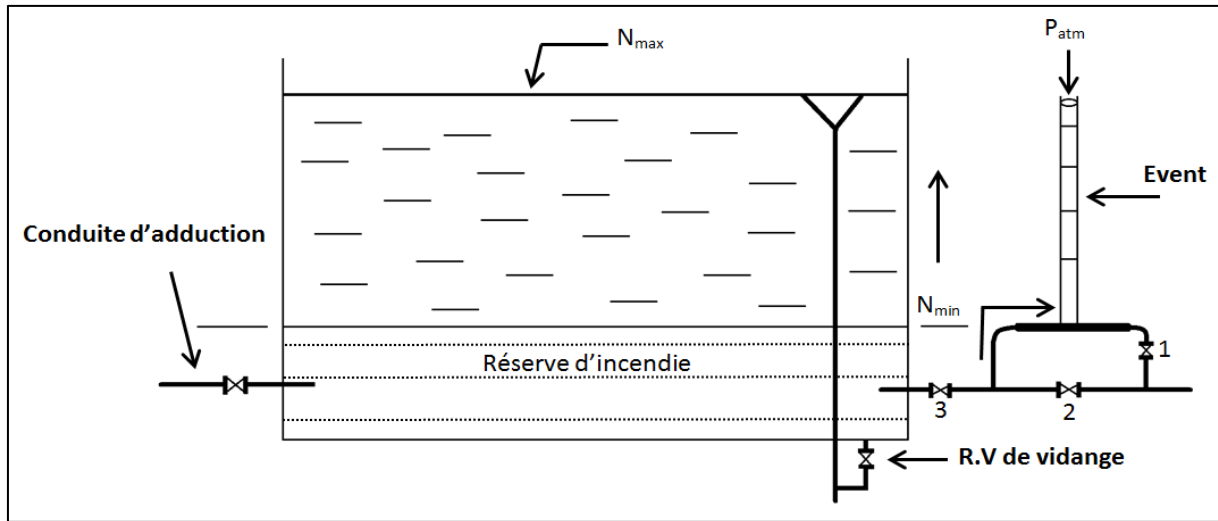


Figure (II.5): Matérialisation de la réserve d'incendie

II.6.2. Equipement de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompes d'alimentation en eau.

II.7. Description des réservoirs existants

Le système d'alimentation en eau potable des zones d'étude (Sidi Zerrouk et Asref) est disposé de deux (2) réservoirs, dont les capacités sont données dans le tableau (II.1)

Tableau(II.1): Capacités des réservoirs existants

Réservoirs	Capacité (m ³)	Observations
R1	500	Bon état
R2	300	Bon état

II.8. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet

La détermination de la capacité des réservoirs diffère d'une zone à une autre, et par rapport aux caractéristiques de la zone à alimenter. Pour cela, on a recourt soit à [5]:

- La méthode graphique.
- La méthode analytique.

II.8.1.Méthode graphique

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (basée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier. [5] Donc :

$$V_R = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + \Delta V_{\text{inc}} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_R : Volume du réservoir.
- ΔV_{\max} : Déficit en (m^3).
- ΔV_{\min} : Surplus en (m^3).
- V_{inc} : Réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$).

II.8.2. Méthode analytique

Cette méthode se base sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, le volume utile V_u est déterminé par la formule suivante :

$$V_u = (Q_{\max,j} * P\%) / 100 \quad (\text{II.2})$$

D'où :

- V_u : Volume utile.
- $Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier.
- $P\%$: Pourcentage du volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir. Il représente la somme de la valeur absolue maximale du surplus et la valeur absolue minimale du déficit

Enfin, le volume du réservoir est donné par la formule :

$$V_R = V_u + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.3})$$

La pompe fonctionne 22/24h, donc :

$$Q_{\max,h.P} = Q_{\max,j}(100/22) \quad (\text{II.4})$$

II.9. La bache de la station de reprise

La bache de la station de reprise est un réservoir intermédiaire entre le forage et les réservoirs, elle alimente deux réservoirs (l'un de Sidi Zerrouk R3 et l'autre d'Asref R4).

Alors le volume de la bache de reprise est calculé comme suit :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{20} * t \quad (\text{II.5})$$

Avec :

V_{bache} : Volume de la bache de la station de pompage (m^3)

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j)

T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0.25\text{h}$)

La station de reprise reçoit un débit de $Q_{\text{max.j}} = 2466.96$ (m^3/j), le dimensionnement de la bache de la station de reprise sera déterminé d'après le temps d'arrêt de pompage qui est de 2heures ($t=2\text{h}$).

Alors :

$$V_{\text{bache}} = \frac{2466.96}{22} * (1/4) = \mathbf{28.03 \text{ m}^3} \quad (\text{II.6})$$

Donc la capacité de la bache est de **30 m^3** .

II.10. Détermination des capacités des réservoirs projetés

II.10.1. Dimensionnement de la capacité du réservoir R3

Ce réservoir assure l'adduction vers deux réservoirs (R1 500m^3) et (R2 300m^3) et la distribution (Annexe(1)) vers la zone (3) dont le nombre d'habitants est de 1626 habitants et la consommation maximale journalière est de $2287.08 \text{ m}^3/\text{j}$, donc on aura :

Tableau(II.2): Détermination de la capacité du réservoir R3

Heurs	Apports %	Adduction vers R1 500 m ³	Adduction vers R2 300m ³	Distribution vers la zone 3	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	-	2.68	1.03	0.083		-3.793	-3.793
1-2	4.54	2.68	1.03	0.083	0.747		-3.046
2-3	4.54	2.68	1.03	0.11	0.72		-2.326
3-4	4.54	2.68	1.03	0.11	0.72		-1.606
4-5	4.54	2.68	1.03	0.33	0.5		-1.606
5-6	4.54	2.68	1.03	0.605	0.225		-0.89
6-7	4.54	2.68	1.03	0.605	0.225		-0.65
7-8	4.54	2.68	1.03	0.605	0.225		-0.425
8-9	4.54	2.68	1.03	0.385	0.445		0.02
9-10	4.54	2.68	1.03	0.385	0.445		0.463
10-11	4.54	2.68	1.03	0.66	0.17		0.635
11-12	4.54	2.68	1.03	0.935		-0.105	0.53
12-13	4.54	2.68	1.03	0.935		-0.105	0.42
13-14	4.54	2.68	1.03	0.66	0.17		0.592
14-15	4.54	2.68	1.03	0.55	0.28		0.882
15-16	4.54	2.68	1.03	0.55	0.28		1.172
16-17	4.54	2.68	1.03	0.385	0.445		1.617
17-18	4.54	2.68	1.03	0.385	0.445		2.062
18-19	4.54	2.68	1.03	0.66	0.17		2.232
19-20	4.54	2.68	1.03	0.66	0.17		2.412
20-21	4.54	2.68	1.03	0.66	0.17		2.882
21-22	4.54	2.68	1.03	0.33	0.5		3.372
22-23	4.54	2.68	1.03	0.22	0.61		3.882
23-24	-	2.68	1.03	0.11		-3.82	0.062
Totaux	100%	64.32%	24.68	11.00			

On a $P_{\max} = |3.882| + |-3.793| = 7.67\%$

$$V_u = P_{\max} * Q_{\max.j} / 100$$

$$V_u = (7.67 * 2287.08) / 100$$

$$V_u = 175.42 \text{ m}^3$$

$$V_R = V_u + V_{\text{inc}} = 175.42 + 120 = 295.42 \text{ m}^3$$

La capacité du Réservoir1 projeté est de **300 m³**

II.10.2. Dimensionnement du réservoir R4

Ce réservoir assure la distribution (Annexe(1)) vers la zone (4) dont le nombre d'habitants est de 1456 habitants et la consommation maximale journalière est de 179.88 m³/j, donc on aura :

Tableau(II.3): Détermination de la capacité du réservoir R4

Heurs	Apports %	Distribution vers la zone 4	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	-	0.6		-0.6	-0.6
1-2	4.54	0.6	3.94		3.34
2-3	4.54	1.2	3.34		6.68
3-4	4.54	3	3.34		10.02
4-5	4.54	3.5	1.04		11.06
5-6	4.54	3.5	1.04		12.1
6-7	4.54	4.5	0.04		12.14
7-8	4.54	10.2		-5.66	6.48
8-9	4.54	8.8		-4.26	2.12
9-10	4.54	6.5		-1.96	0.16
10-11	4.54	4.1	0.44		0.6
11-12	4.54	4.1	0.44		1.04
12-13	4.54	3.5	1.04		2.08
13-14	4.54	3.5	1.04		3.12
14-15	4.54	4.7		-0.16	2.96
15-16	4.54	6.2		-1.66	1.3
16-17	4.54	10.4		-5.86	-4.66
17-18	4.54	9.4		-4.86	-9.62
18-19	4.54	7.3		-2.76	-12.48
19-20	4.54	1.6	2.94		-9.64
20-21	4.54	1.6	2.94		-6.7
21-22	4.54	1	3.54		-3.26
22-23	4.54	0.6	3.94		-0.68
23-24	-	0.6		-0.6	0.08
Totaux	100%	100%			

$$\text{On a } P_{\max} = |12.14| + |-12.48| = 24.62\%$$

$$V_u = P_{\max} * Q_{\max.j} / 100$$

$$V_u = (24.62 * 179.88) / 100$$

$$V_u = 44.29 \text{ m}^3$$

$$V_R = V_u + V_{\text{inc}} = 44.29 + 120 = 164.29 \text{ m}^3$$

Donc la capacité du Réservoir R4 qui est de 200 m³.

II.11. Vérification des capacités des réservoirs existants

II.11.1. Vérification de la capacité du réservoir R1 (500 m³)

Ce réservoir est déjà existant on va vérifier sa capacité qui est de 500m³. Ce réservoir assure la distribution (Annexe(1)) vers la zone (1) dont le nombre d'habitants est de 6523habitants et la consommation maximale journalière est de 1470.96 m³/j, On aura :

Tableau(II.4): Détermination de la capacité du réservoir R1

Heurs	Apports %	Distribution vers la zone 1	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	4.16	0.90	3.26		3.26
1-2	4.16	0.90	3.26		6.52
2-3	4.16	0.90	3.26		9.78
3-4	4.16	1.00	3.16		12.94
4-5	4.16	1.35	2.81		15.75
5-6	4.16	3.85	0.31		16.06
6-7	4.16	5.20		-1.04	15.12
7-8	4.16	6.20		-2.04	13.08
8-9	4.17	5.50		-1.34	11.74
9-10	4.17	5.85		-1.69	10.15
10-11	4.17	5.00		-0.84	9.31
11-12	4.17	6.50		-2.34	6.97
12-13	4.17	7.50		-3.34	3.63
13-14	4.17	6.70		-2.54	1.09
14-15	4.17	5.35		-1.19	-0.1
15-16	4.17	4.65		-0.49	-0.59
16-17	4.17	4.50		-0.34	-0.93
17-18	4.17	5.50		-1.34	-2.27
18-19	4.17	6.30		-2.14	-4.41
19-20	4.17	5.35		-1.19	-5.6
20-21	4.17	5.00		-0.84	-6.44
21-22	4.17	3.00	1.16		-5.28
22-23	4.17	2.00	2.16		-3.12
23-24	4.17	1.00	3.16		0.04
Totaux	100%	100%			

On a $P_{\max} = |16.06| + |-6.44| = 22.5\%$

$$V_u = P_{\max} * Q_{\max.j}/100$$

$$V_u = (22.5 * 1470.96)/100$$

$$V_u = 330.97 \text{ m}^3$$

$$V_R = V_u + V_{inc} = 330.97 + 120 = 450.97 \text{ m}^3$$

Donc la capacité du réservoir R1 qui est de 500 m^3 est suffisante pour satisfaire les besoins en eau de l'agglomération de la zone 1 à l'horizon 2040.

II.11.2. Vérification de la capacité du réservoir R2 (300 m^3)

Ce réservoir est déjà existant on va vérifier sa capacité qui est de 300 m^3 . Ce réservoir assure la distribution (Annexe(1)) vers la zone (2) dont le nombre d'habitants est de 3668 habitants et la consommation maximale journalière est de $564.36 \text{ m}^3/\text{j}$, On aura :

Tableau(II.5): Détermination de la capacité du réservoir R2

Heurs	Apports %	Distribution vers la zone 2	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	4.16	0.85	3.31		3.31
1-2	4.16	0.85	3.31		6.62
2-3	4.16	0.85	3.31		9.93
3-4	4.16	1	3.16		13.09
4-5	4.16	2.7	1.46		14.55
5-6	4.16	4.7		-0.54	14.01
6-7	4.16	5.35		-1.19	12.82
7-8	4.16	5.85		-1.69	11.2
8-9	4.17	4.5		-0.33	10.87
9-10	4.17	4.2		-0.03	10.84
10-11	4.17	5.5		-1.33	9.51
11-12	4.17	7.7		-3.53	5.98
12-13	4.17	7.9		-3.73	2.28
13-14	4.17	6.35		-2.18	0.1
14-15	4.17	5.2		-1.03	-0.93
15-16	4.17	4.8		-0.63	-1.56
16-17	4.17	4	0.17		-1.39
17-18	4.17	4.5		-0.33	-1.72
18-19	4.17	6.2		-2.03	-3.75
19-20	4.17	5.7		-1.53	-5.28
20-21	4.17	5.5		-1.33	-6.61
21-22	4.17	3	1.17		-5.44
22-23	4.17	2	2.17		-3.27
23-24	4.17	1	3.17		0.1
Totaux	100%	100%			

$$\text{On a } P_{\max} = |14.55| + |-6.61| = 21.16\%$$

$$V_u = P_{\max} * Q_{\max.j} / 100$$

$$V_u = (21.16 * 564.36) / 100$$

$$V_u = 121.17 \text{ m}^3$$

$$V_R = V_u + V_{inc} = 121.17 + 120 = 241.17 \text{ m}^3$$

Donc la capacité du réservoir R2 qui est de 300 m³ est suffisante pour satisfaire les besoins en eau de l'agglomération de la zone2 à l'horizon 2040.

II.12. Dimensionnement des réservoirs projetés

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

II.12.1. Le Diamètre de la cuve

Le diamètre se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad , \quad \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \quad , \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

Avec :

V_n : Capacité normalisée du réservoir en m³

S : Section du réservoir en m²

D : Diamètre de la cuve en m.

h : Hauteur utile optimale d'eau en m, $3 < h < 6$ m.

II.12.2. Réévaluation des hauteurs d'eau

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$h = \frac{4 * V_t}{\pi * D^2}$$

II.12.3. La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R \quad (II.7)$$

Avec :

H : Hauteur totale du réservoir en m.

h : Hauteur d'eau en m.

R : Revanche en m (une épaisseur variante de 0,25 à 1m).

II.12.4. La hauteur de la réserve d'incendie

La hauteur de la réserve d'incendie se calcule avec la formule suivante :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (II.8)$$

Avec :

V_{inc} : Volume nécessaire pour l'incendie qui est égal à 120 m^3 .

Les dimensions des réservoirs projetés sont portées dans le tableau suivant :

Tableau(II.6): Tableau récapitulatif du dimensionnement des réservoirs R3 et R4

Réservoirs	Volume (m ³)	D(m)	S(m ²)	h(m)	H _{inc} (m)	R(m)	H(m)
Réservoir R3	300	10.94	93.9	5	1.28	0.59	6
Réservoir R4	200	6.22	30.37	5	3.95	0.50	6

II.13. Entretien des réservoirs

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et répartitions éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlores ;
- Remise en service

II.14. Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Etre aérés par les orifices de grillage.

II.15.Conclusion

Au titre de ce chapitre, nous avons dimensionnés la capacité de la bache de la station de reprise ainsi que la capacité des deux réservoirs projetés de R3 (300m³) et R4 (200m³) pour Sidi Zerrouk et Asref respectivement.

Et nous avons aussi vérifiés la capacité des réservoirs existants R1 (500m³) et R2 (300 m³) pour le centre de Sidi Zerrouk.

Chapitre III :
ADDUCTION

III.1.Introduction

L'adduction d'eau c'est l'ensemble des techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites vers les lieux de stockage. Le terme d'adduction vient typologiquement du latin « adducere » qui signifie « mener ou conduire vers », dans ce chapitre on va établir une étude technico-économique des conduites, pour cela on distingue trois types d'adduction à savoir : [3]

- Adduction par Refoulement.
- Adduction Gravitaire.
- Adduction Mixte.

a. Adduction par refoulement

C'est une adduction ou l'écoulement se fait sous pression et en charge à l'aide des machines hydro-électriques dont le point de départ se trouve à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

b. Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement dont le point de départ se trouve à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle peut être en charge ou sous charge.

c. Adduction mixte :

C'est une adduction ou la conduite pour refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse.

III.2.Choix du tracé [3]

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions d'ordre techniques et économiques suivantes :

- Choisir le tracé le plus direct possible.
- Le profil de conduit doit être aussi régulier et court afin de réduire les frais.
- Eviter la traversée des obstacles tel que les voies ferrées, car cela nécessite la construction d'ouvrages spéciaux et coûteux.
- le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement.
- Il est préférable de concevoir le profil en long le long des routes et pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation.

III.3.Choix du type des conduites [6]

Le choix du matériel des conduites enterrées pour le transport d'eau doit répondre aux conditions techniques et économiques suivantes :

a) Plan technique

- Résistance aux attaques chimiques, aux pression et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

b) Plan économique

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local.

Les types de conduites les plus utilisés dans les réseaux d'eau potable sont :

- Conduite en acier.
- Conduite en fonte.
- Conduite en PVC (polyéthylène haute densité).
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Pour notre projet on choisit des conduites en PEHD, vue les avantages qu'elles présentent :

- Disponibilité sur le marché.
- Résistance à de grandes pression (> 20 bars).
- Facile à poser (grande flexibilité).
- Une durée de vie importante.
- Résiste à la corrosion et se raccorde facilement.
- Bonne caractéristique hydrauliques.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Insensible au mouvement du terrain.
- Se raccorde facilement aux autres réseaux (fonte et acier).

III.4. Etude technico-économique de la conduite

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite de refoulement, le choix de cette dernière repose sur les deux tendances suivante : [6]

- ✓ Les frais d'amortissement des conduites qui croissent avec les diamètres des canalisations.
- ✓ Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charges.

Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet? Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

III.4.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Le diamètre économique se calcule à partir des deux formules suivantes :

$$\blacksquare \text{ Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

$$\blacksquare \text{ Formule de BRESS : } D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de **BONNIN** et de **BRESS**.

Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

III.4.2. Calcul de la vitesse

La vitesse de l'écoulement de l'eau dans les conduites se calcule comme suit : [3]

D'après l'équation de continuité : $Q = V \times S$ alors : $V = \frac{Q}{S}$

$$\text{On a : } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{Donc : } V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).
- D : Diamètre de la conduite (m).

III.4.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges sont des chutes de pression dues à la résistance que rencontrent les fluides en écoulement, elles peuvent être :

- ✓ Perte de charges linéaires : elles correspondent alors à l'écoulement le long des conduites.
- ✓ Perte de charges singulières : elles se manifestent sur les pièces spéciales qui modifient la direction ou la section de passage du fluide (raccord, vannes, coude...).

III.4.3.1. Les pertes de charges linéaires HL

Elles peuvent être déterminées par la formule de **DARCY-WIESBACH** suivante :

$$H_L = J \cdot L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{8\lambda L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \times Q^2 \quad (\text{III.4})$$

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m).
- L : Longueur de la conduite.
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

- g : Accélération de la pesanteur ($g= 9,81 \text{ m/s}^2$).
- λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

La formule de **COLLEBROOK** pour les régimes transitoires :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.6})$$

Où :

- D : le diamètre du tuyau (en m).
- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi, avec :
$$K = K_0 + \alpha t$$

Où :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour le PEHD : $K_0 = 0.01 \text{ mm}$, si $D \leq 200 \text{ mm}$; $K = 0.02 \text{ mm}$, si $D > 200 \text{ mm}$; et pour l'acier : $K = 0.05 \text{ mm}$) (Annexe3).
- α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT (Annexe3).
- Re : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule : $Re = \frac{V \times D}{\nu}$

Avec :

- ν : la viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
 - à 10°C $\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - à 20°C $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - à 30°C $\nu = 0,08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

III.4.3.2. Les pertes de charges singulières H_S

Elles sont estimées à : [2]

$$\text{Pour le PEHD 20\% : } H_S = 0.2 H_L$$

Avec :

- H_S : Perte de charge singulière (m).
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

III.4.3.3. Les pertes de charges totales H_T

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- H_T : Perte de charge totale (m).
- H_S : Perte de charge singulière (m).

- H_L : Perte de charge linéaire (m).

III.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement.

$$HMT = H_g + H_T \quad (III.8)$$

Avec :

- H_T : Perte de charge totale.
- HMT : Hauteur manométrique.
- H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

III.4.5. Puissance de pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \quad (III.9)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- HMT : Hauteur manométrique totale (m).
- Q : débit transité (m^3/s).
- η : rendement de la pompe.
- g : accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$).

III.4.6. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la relation suivante :

$$E = P \times T \times 365 \quad (III.10)$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe (kWh).
- T : nombre d'heures de pompage ($T=20h$).
- P : puissance absorbée par la pompe (KW).

III.4.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{exp} = E \cdot e \text{ [DA]} \quad (III.11)$$

E : énergie consommée par la pompe en [kwh]

e : prix unitaire d'un kwh imposé par SONELGAZ. ($e = 4,67 \text{ DA}$)

III.4.8. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = A * P_c * L \quad (\text{III.12})$$

Avec :

- P_c : prix de la conduite en (DA)
- L : longueur d'amortissement.
- A : amortissement annuel de la conduite.

D'où :

$$A = \frac{i}{(i+1)^{25} - 1} + i \quad (\text{III.13})$$

Avec :

- i : taux d'annuité annuel, ($i = 8\%$ en Algérie).
 - n : nombre d'années d'amortissement, $n = 25$ ans.
- $A = 0,0937$, soit $9,37\%$.

III.4.9. Calcul du bilan

Le bilan c'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA).
- F_{am} : Les frais d'amortissement.
- B_L : Le bilan.

III.5. Organes et accessoires de l'adduction [7]

III.5.1. Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure.
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. (Annexe5)

III.5.2. Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations. (Annexe6)

III.5.3. Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. on obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constant.

III.5.4. Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue :

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction.
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différents.

III.6. Description du schéma d'adduction et sites d'ouvrage

- L'étude du plan topographique montre que les centres à alimenter sont situés à des altitudes différentes et les ouvrages existants notamment les réservoirs de Sidi Zerrouk ne dominent pas les extensions de l'agglomération.
- Partant de ce point de vue, il est prévu la projection d'un réservoir pour chaque centre. Pour Sidi Zerrouk, il servira à alimenter les zones hautes de l'agglomération et alimentera en même temps les deux réservoirs existants. Pour Asref, il servira en tant que réservoir de stockage et de distribution. Comme cité plus haut, les réservoirs seront implantés aux altitudes assurant une alimentation en eau potable en quantité et en pression :
 - Réservoir projeté R3 « Sidi Zerrouk » : CTN = 345.00 m
 - Réservoir projeté R4 « Aseref » : CTN = 395.00 m
- Le tracé de la conduite de refoulement à partir du forage projeté passera par le dalot existant sur la RN43, suivra la berge droite de la chaaba pour rejoindre la route allant vers Hamala. Ce tracé suivra cette route jusqu'à son intersection de la route menant à Sidi Zerrouk.
- Pour assurer un fonctionnement et une exploitation flexible nous prévoyons la projection d'une station de reprise à l'intersection de la route de Hamala et la route menant à Sidi Zerrouk. Cette station permettra d'avoir deux couloirs d'adduction, le premier menant vers le réservoir à projeter de Sidi Zerrouk R3 et le deuxième vers le réservoir à projeter d'Asref R4.
- La cote de terrain naturel de cette station de reprise sera callé à : CTN = 233.70 m.
- A partir de cette station de reprise, le tracé d'adduction du premier couloir menant vers Sidi Zerrouk, suivra la route menant vers le réservoir existant R1 500 m³ jusqu'au site prévu pour le réservoir à R3 300 m³.

- Pour le deuxième couloir, on mènera l'adduction à partir de la station de reprise en suivant l'ancienne route menant vers Hamala jusqu'à l'intersection avec la nouvelle route. Le tracé suivra cette nouvelle route jusqu'au site du réservoir à projeter R4 qui est situé un peu plus haut que les anciens réservoirs laissés par l'entreprise Italienne.
- Le réservoir R3 alimentera les deux réservoirs R1 et R2 gravitairement.

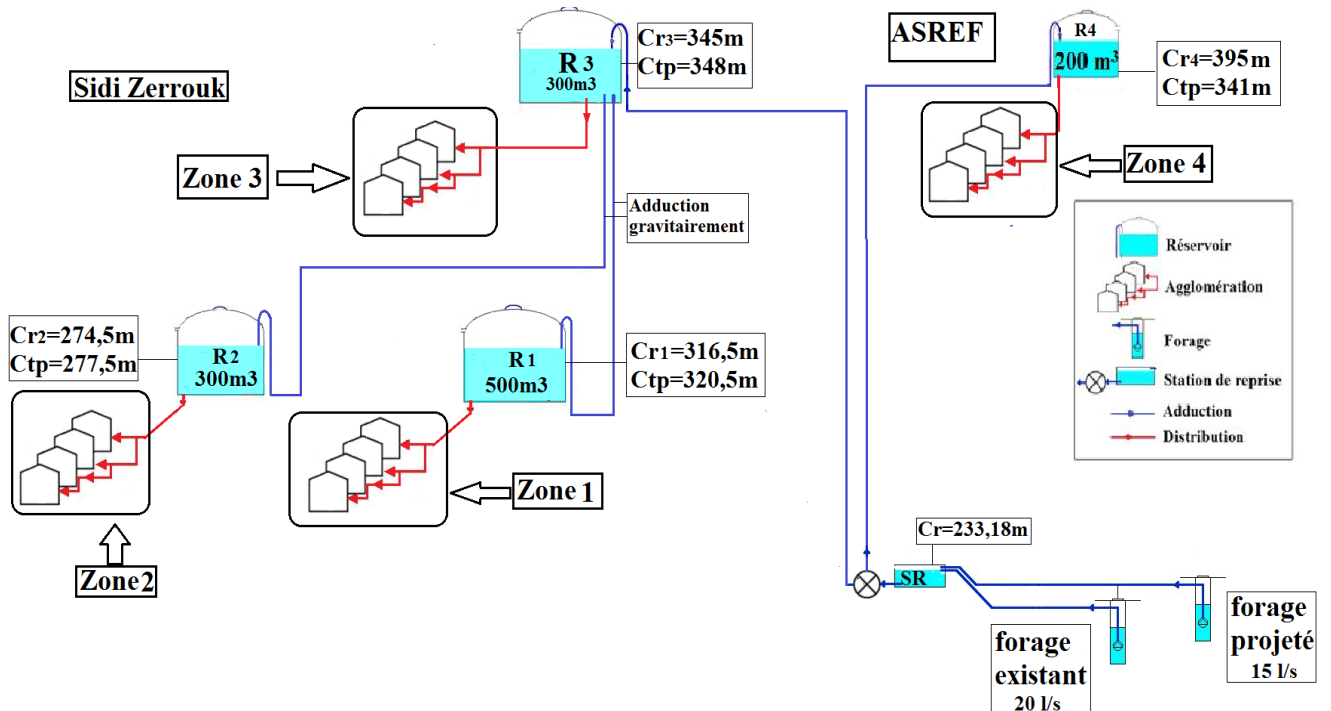


Figure (III.1) : schéma général des adductions

III.7. Calcul du diamètre économique de l'adduction

III.7.1. Adduction par refoulement [14]

Du point de vue économique la conduite de refoulement et la station de pompage sont liés pour élever un débit connu à une hauteur géométrique donnée, il existe une infinité des solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majeures la puissance d'élévation théorique.

Si l'on tient compte, d'une part de l'investissement des conduits qui croît avec le diamètre et d'autre part de cout proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un diamètre optimal au sens économique. Ce diamètre est alors donné par les dépenses totales d'investissement et d'exploitation minimales.

Description du système d'adduction

Notre étude consiste à faire une adduction par refoulement à partir de forage situé au niveau du champ captant de l'oued El Kebir jusqu'aux réservoirs à projeter R3 et R4 sur les hauteurs des centres.

L'adduction sera subdivisée en premier lieu, en trois parties à savoir :

- Forages vers Station de reprise.
- Station de reprise vers Réservoir Sidi Zerrouk R3.
- Station de reprise vers Réservoir Asraf R4.

III.7.1.1. Forage projeté vers station de reprise

Les données utilisées pour le calcul sont les suivantes :

- Débit refoulé : 15 l/s
- Longueur de la conduite : 1054 m
- Hauteur géométrique : 78,9 m
- Rugosité K : 0,01 mm

Classe de tuyau : PEHD, PN 16 bar (Annexe4)

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = Q^{0,5} = 0.122 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 * Q^{0,5} = 0.184 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant

Tableau III.1 : Calcul de la HMT du tronçon forage projeté - SR

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
125/102,2	1,83	186969,47	0,0165	0,0276	29,16	5,83	34,99	113,89
160/130,8	1,12	146087,77	0,0171	0,0083	8,78	1,76	10,54	89,44
200/163,6	0,71	116798,78	0,0177	0,0028	2,97	0,59	3,56	82,47

Les diamètres 160 et 200 conviennent au vu des HMT et vitesses obtenues.

Etude économique Forage projeté - SR

a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III.2) :

Tableau III.2 : Frais d'exploitation forage projeté - SR

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F_{expl} (DA)
125	22,34547	179434,16	837957,51
160	17,54832	140913,01	658063,74
200	16,18061	129930,32	606774,6

- Le prix moyen de l'énergie (e = 4,67 DA/Kwh)
- Fonctionnement des pompes 22/24 h

b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III.3) :

Tableau III.3 : Frais d'amortissement du tronçon forage projeté - SR

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
125	1316,19	1054	129957,22
160	2151,15	1054	212399,03
200	3378,11	1054	333545,91

Pour les prix des conduites voir (Annexe 4)

c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III.4)

Tableau III.4 : Bilan global des frais du tronçon forage projeté - SR

Diamètre (mm)	125	160	200
F_{expl}	837957,509	658063,744	606774,6
F_{amort}	129957,222	212399,029	333545,91
Bilan (DA)	967914,731	870462,773	940320,51

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.4), on constate que le diamètre 160 est le plus économique avec une vitesse acceptable de **1,12m/s** et une HMT de **89,44m**.

Caractéristiques de la conduite d'adductions adoptées

Selon les résultats des calculs technico-économiques les caractéristiques adoptées pour l'adduction à projeter sont :

- Le diamètre : DN 160/130,8 mm, en PEHD, PN16
- Rugosité : $K = 0,01$ mm.
- Vitesse d'écoulement : $V = 1,12$ m/s.
- Longueur de la conduite : $L = 1054$ m.
- Hauteur manométrique : $H_{mt} = 89,44$.

III.7.1.2. Station de reprise vers réservoir à projeter Sidi Zerrouk R3

Les données utilisées pour le calcul sont les suivantes :

- Débit refoulé : 30 l/s
- Longueur de la conduite : 1145 m
- Hauteur géométrique : 114,3 m
- Rugosité K : 0,01 mm

Classe de tuyau : PEHD, PN 16 bars (Annexe4)

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = Q^{0,5} = 0.173 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 * Q^{0,5} = 0.26 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Calcul de la HMT du tronçon SR-R3

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_L (m)	H_S (m)	H_T (m)	HMT(m)
200/163,6	1,43	233597,56	0,0179	0,0114	13,06	2,61	15,67	129,97
250/204,6	0,91	186786,71	0,0163	0,0033	3,88	0,78	4,66	118,96
315/257,8	0,58	148241,12	0,0157	0,0010	1,18	0,24	1,42	115,72

Les diamètres 200 et 250 conviennent au vu des HMT et vitesses obtenues.

Etude économique SR - R3**a) Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III.6) :

Tableau III.6 : Frais d'exploitation du tronçon SR – R3

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F_{expl} (DA)
200	51,00215	409547,228	1912585,56
250	46,67890	374831,567	1750463,42
315	45,40777	364624,353	1702795,73

b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III.7) :

Tableau III.7 : Frais d'amortissement du tronçon SR-R3

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	F_{amort} (DA)
200	3378,11	1145	362343,517
250	5226,5	1145	560605,899
315	8026,5	1145	860992,623

c) Bilan global des frais :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III.8) :

Tableau III.8 : Bilan global des frais du tronçon SR-R3

Diamètre (mm)	200	250	315
F expl	1912585,6	1750463,4	1702795,7
F amort	362343,52	560605,9	860992,62
Bilan (DA)	2274929,1	2311069,3	2563788,4

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.8), on constate que le diamètre 200 est le plus économique avec une vitesse acceptable de **1,43m/s** et une HMT de **129,97m**.

Caractéristiques de la conduite d'adductions adoptées :

Selon les résultats des calculs technico-économiques les caractéristiques adoptées pour l'adduction à projeter sont :

- Le diamètre : DN 200/163,6 mm, en PEHD, PN16.
- Rugosité : $K = 0.01$ mm.
- Vitesse d'écoulement : $V = 1.43$ m/s.
- Longueur de la conduite : $L = 1145$ m.
- Hauteur manométrique : $H_{mt} = 129.97$ m.

III.7.1.3 Station de reprise vers Réservoir à projeter Asref R4

Les données utilisées pour le calcul sont les suivantes :

- Débit refoulé : 4 l/s
- Longueur de conduite : 2534 m
- Hauteur géométrique : 164,3 m
- Rugosité K : 0,01 mm

Classe de tuyau : PEHD, PN 20 bars (la hauteur géométrique est supérieure à 16 bars) (Annexe4)

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = Q^{0,5} = 0.095 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 * Q^{0,5} = 0.063 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Calcul de la HMT du tronçon SR-R4

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_L (m)	H_S (m)	H_T (m)	HMT (m)
75/54,4	1,72	93668,041	0,01914672	0,0531841	134,77	26,95	161,72	326,02
90/69,8	1,05	73002,026	0,01985348	0,0158577	40,18	8,04	48,22	212,52
110/85,4	0,7	59666,761	0,02055069	0,0059871	15,17	3,03	18,21	182,51

Les diamètres 90 et 110 conviennent au vu des HMT et vitesses obtenues, malgré une faiblesse de vitesse pour 110. Néanmoins nous prendrons le diamètre 110 vu que son HMT est inférieure au PN20 bar tandis que pour les autres diamètres elle le dépasse.

Etude économique SR - R4

a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III.10) :

Tableau III.10 : Frais d'exploitation du tronçon SR-R4

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F expl (DA)
75	17,0575	136971,532	639657,053
90	11,11906	89286,0257	416965,75
110	9,54869	76676,031	358077,06

b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III.11) :

Tableau III.11 : Frais d'amortissement du tronçon SR-R4

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F amor (DA)
75	595	2534	141242,306
90	794,01	2534	188483,703
110	1175,74	2534	279099,543

Pour les prix des conduites (Annexe4)

c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III.12).

Tableau III.12 : Bilan global des frais du tronçon SR-R projeté Asref

Diamètre (mm)	75	90	110
F expl	639657,053	416965,74	358077,984
F amor	141242,306	188483,703	279099,543
Bilan (DA)	780899,358	605449,443	637176,61

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.8), on constate que le diamètre 110 est le plus économique avec une vitesse acceptable de **0,70m/s** et une HMT de **182,51m**.

- Le diamètre : DN 110/85,4, en PEHD, PN20.
- Rugosité : $K = 0.01$ mm.
- Vitesse d'écoulement : $V = 0,70$ m/s.
- Longueur de la conduite : $L = 2534$ m.
- Hauteur manométrique : $H_{mt} = 182,51$ m.

III.7.1.4. Forage existant vers station de reprise

Les données utilisées pour le calcul sont les suivantes :

Débit refoulé =	20 l/s
Longueur de conduite =	1248.18 m
Hauteur géométrique =	77.69 m
Rugosité K =	0.01 mm
Classe de tuyau : PEHD, PN 16 bars (Annexe4)	

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = Q^{0,5} = 0.1414 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 * Q^{0,5} = 0.2121 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Calcul de la HMT du tronçon forage existant - SR

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
160/130,8	1,49	194783,69	0,01630	0,0140929	17,59	3,52	21,11	92,5
200/163,6	0,95	155731,71	0,01685	0,004757	5,94	1,19	7,13	84,82
250/204,6	0,61	124524,47	0,01748	0,0016138	2,01	0,4	2,41	80,1

Les diamètres 160 et 200 conviennent au vu des HMT et des vitesses obtenues.

Etude économique Forage projeté - SR

a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III.14) :

Tableau III.14 : Frais d'exploitation du tronçon forage projeté - SR

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F expl (DA)
160	17,5483	140913,007	969217,178
200	16,1806	129930,321	832037,82
250	20,956	168276,995	785853,57

b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III.15)

Tableau III.15 : Frais d'amortissement du tronçon forage projeté - SR

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F amor (DA)
160	2151,15	1248,18	263218,3
200	3378,11	1248,18	279099,54
250	5226,5	1248,18	639523,25

c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III.16) :

Tableau III.16 : Bilan global des frais du tronçon forage projeté _ SR

Diamètre (mm)	160	200	250
F expl	969217,178	832037,82	785853,57
F amor	263218,3	413351,171	639523,253
Bilan (DA)	1232435,48	1245388,99	1425376,82

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.8), on constate que le diamètre **160** est le plus économique avec une vitesse acceptable de **1,49m/s** et une HMT de **98,80m**.

- Le diamètre : DN 160/130,8mm, en PEHD, PN16.
- Rugosité : K = 0.01 mm.
- Vitesse d'écoulement : V = 1,49 m/s.
- Longueur de la conduite : L = 1248,18 m.
- Hauteur manométrique : Hmt = 92,50m.

III.7.2.Adduction gravitaire : [12]

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau a l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé.

$$h_d = C_r - C_{TP} \quad (III.14)$$

Avec :

- C_r : la cote du radier du réservoir tampon.
- C_{TP} : cote de trop plein du réservoir récepteur.

Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 2 m/s. Une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation; le coup de bélier croit, plus de risques de fuites.

On se base dans le calcul sur l'hypothèse dite que la charge disponible est supérieure ou égale aux pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations.

Donc on peut écrire que :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{III.15})$$

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de **COLLEBROOK** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.16})$$

Description du système d'adduction gravitaire :

Le système consiste à alimenter gravitairement les deux réservoirs R1 et R2 à partir du réservoir R3.

I.7.2.1. Conduite d'adduction : R3 – R1

Les données de base

- Le débit : 17 l/s
- Longueur de la conduite : 148,78 m
- La cote du radier du réservoir R3 : 345 m
- Cote trop plein du réservoir récepteur R1: 316,43
- Hauteur disponible $H_d = C_r - C_{tp} = 28,57\text{m}$

On prend $v = 1\text{m/s}$ et on calcul λ et la perte de charge total ΔH .

$$Q = v * s = v * (\pi * d^2 / 4)$$

Donc :

$$D = (Q * 4 / v * \pi)^{0.5}$$

$$D = 0.147 \text{ m}$$

Après les itérations effectuées par la formule de COOLBROOCK on a trouvé que :

$$\lambda = 0.036$$

$$\Delta H = 11,36$$

Donc :

$$H_d = 28,57 \geq \Delta H = 11.36$$

Alors on va avoir un diamètre normaliser de 160 Ø sur une longueur de 148.78 m et une vitesse de 0.85 m/s.

Nous allons installer une vanne à fermeture lente à la sortie du réservoir pour réduire la charge.

I.7.2.2. Conduite d'adduction : R3 – R2

Les données de base

- Le débit : 6,56 l/s
- Longueur de la conduite : 966,1 m
- La cote du radier du réservoir R3 : 345 m
- Cote trop plein du réservoir récepteur R2: 274,5 m
- Hauteur disponible $H_d = C_r - C_{tp} = 70,5\text{m}$

On prend $v = 1\text{m/s}$ et on calcul λ et la perte de charge total ΔH .

$$Q = v \cdot s = v \cdot (\pi \cdot d^2 / 4)$$

Donc :

$$D = (Q \cdot 4 / v \cdot \pi)^{0.5}$$

$$D = 0.091 \text{ m}$$

Après les itérations effectuées par la formule de COOLBROOCK on a trouvé que :

$$\lambda = 0.044$$

$$\Delta H = 35,9$$

Donc :

$$H_d = 70,5 \geq \Delta H = 35,9$$

Alors on va avoir un diamètre normaliser de 90 Ø sur une longueur de 966.1 m et une vitesse de 1.02 m/s.

Nous allons installer une vanne à fermeture lente à la sortie du réservoir pour réduire la charge.

III.8. Conclusion

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons calculé les différents paramètres hydrauliques, tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéal du point de vue technique et économique.

Chapitre IV :
Les pompes

IV.1.Introduction

Les pompes sont des machines destinées à accroître l'énergie des fluides pompés en vue de provoquer leur déplacement dans des circuits comportant généralement une élévation de niveau (hauteur géométrique), et une augmentation de pression (hauteur de charge). Par conséquent, on peut dire que la présence d'une pompe dans un circuit a pour rôle de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

IV.2.Classification des pompes [6]

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

➤ Les pompes volumétriques

Le Principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste à la variation ou déplacement du volume. Elles sont surtout réservées aux petits débits, grandes hauteurs et au transport de liquide visqueux. C'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.

➤ Les turbo-pompes

Le principe de fonctionnement des turbo-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "roue" munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbo-pompes subdivisent en :

- Pompes centrifuges et hélico-centrifuge ;
- Pompes hélices.

Les turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède).

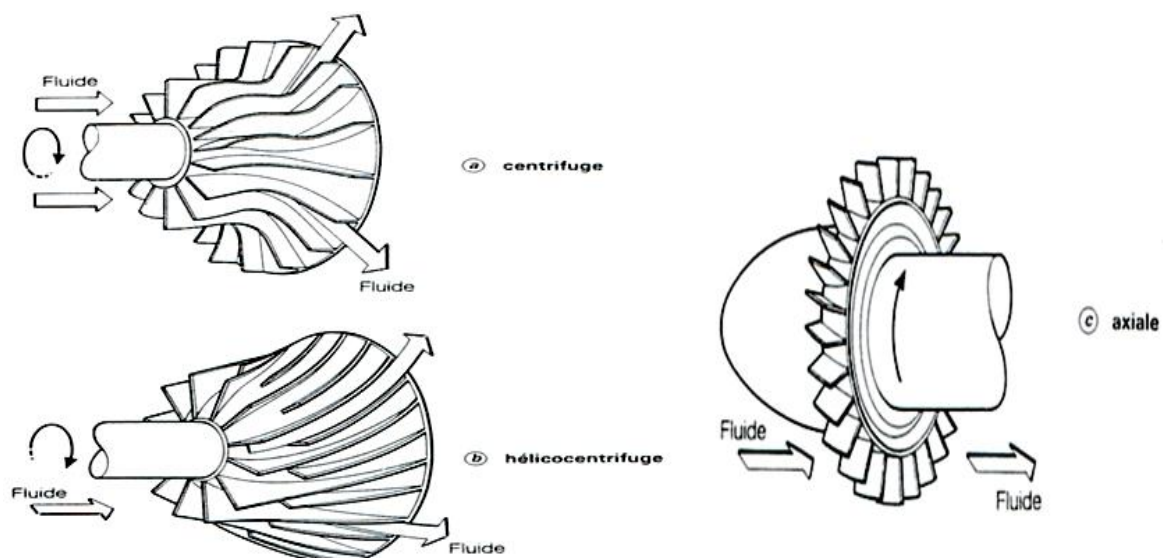


Figure (IV.1): Différents types de turbo-pompes

On classe les turbopompes comme suit :

❖ **suivant la forme de la roue :**

- **Les pompes centrifuges proprement dites où à écoulement radial :** Dans ces pompes, la pression est développée principalement par l'action de la force centrifuge. Le liquide entre axialement par le centre et sort radialement par la périphérie. Ce type de pompes s'adapte principalement aux grandes hauteurs d'élévation.
- **Pompe à écoulement semi-axial :** La pression est développée en partie par la force centrifuge et en partie par l'action d'aspiration des aubes sur le liquide. Ce type de pompes est spécialement indiqué pour des hauteurs d'élévation moyenne.
- **Pompes à écoulement axial :** La pression est développée surtout par l'action d'aspiration. Ce type de pompe s'adapte bien aux faibles hauteurs d'élévation.

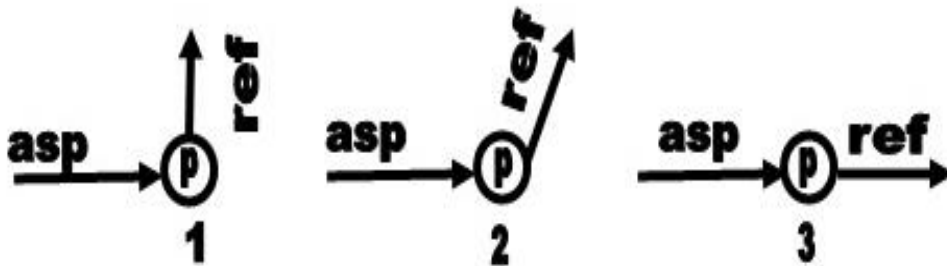


Figure (IV.2): Type de la pompe selon la forme de la roue

❖ **suivant le nombre de roue**

En ce qui concerne le nombre de roues, on peut diviser la pompe en deux catégories :

- Pompes monocellulaires : lorsque il n'y a qu'une roue.
- Pompes multicellulaires : lorsque il y a plus d'une roue.

❖ **Suivant la forme du corps de la pompe**

- Pompe à volute ou colimaçon : corps de pompe dessiné de façon à maintenir les vitesses égales autour de la roue et à réduire la vitesse de l'eau dans le passage à la section de sortie.
- A diffuseur circulaire ou de type turbine : corps de la pompe à section constante et concentrique à la roue, qui est dans ce cas entourée d'aubes fixes qui dirigent l'écoulement et réduisent la vitesse de l'eau, transformant l'énergie cinétique en énergie potentielle de pression.

❖ Suivant la position de l'axe

Les pompes sont classées en pompes à axe horizontal, à axe vertical et à axe incliné. Elles peuvent être classées aussi suivant le domaine d'utilisation, la nature du fluide et l'importance de la pression produite.

IV.3.Choix du type de la pompe

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler ;
- Hauteur d'élévation d'eau ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.
- Pour avoir un cout d'un mètre cube d'eau à élever minimum, le rendement de la pompe doit être acceptable. Pour la station de pompage sur forage on adoptera un groupe électropompes immergé pour les raisons suivantes :
 - Installation extrêmement simple ;
 - Amorçage automatique, la pompe étant toujours immergée ;
 - Rendement élevé ;
 - Entretien pratiquement nul ;
 - Fonctionnement très silencieux.

IV.4.Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge [3]

Les critères les plus importants des pompes sont :

IV.4.1.la vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N, l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

IV.4.2.Le débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

IV.4.3.La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

IV.4.3.1.Hauteur géométrique d'aspiration (H_a)

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal; ce sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement (H_r)

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

IV.4.3.3. Pertes de charges ($J_a + J_r$)

La pompe devra composer les dissipations de l'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètres.

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (IV.1)$$

IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées

IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe (P_a)

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_a), unité de mesure (Kw).

IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile (P_u)

C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = g \cdot Q \cdot H \quad (IV.2)$$

IV.4.5. Le rendement de la pompe

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a) :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \cdot Q \cdot H}{P_a} \quad (IV.3)$$

Avec :

- η_p : Le rendement de la pompe.
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- Q : débit relevé en (m^3/s).
- H : hauteur d'élévation en (m).

IV.5. Les courbes caractéristiques

IV.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

- a) **La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$]** : elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.
- b) **La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$]** : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.
- c) **La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$]** : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

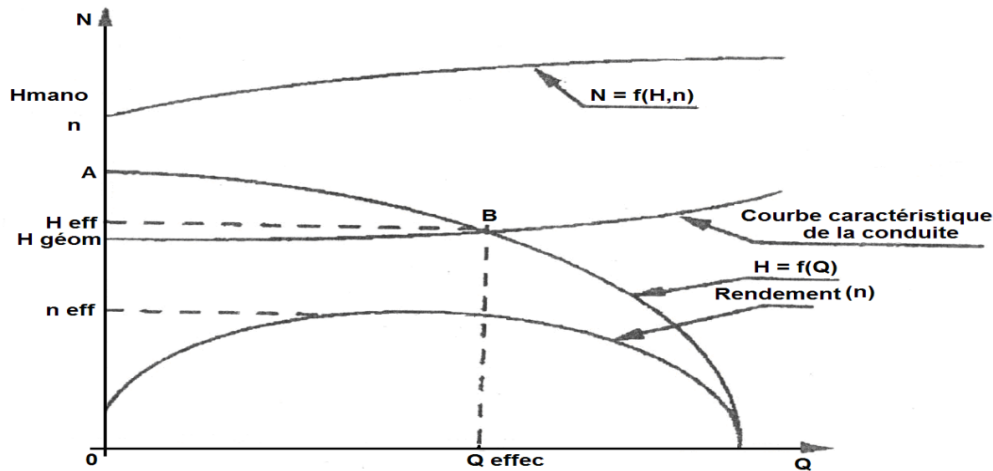


Figure (IV.3): Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur-débit.

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (IV.4)$$

Avec :

- RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).
- Q : Débit (m^3/j).
- H_T : Charge totale en fonction du débit en (m).
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)
- H_g : hauteur géométrique en (m).

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5} \quad (IV.5)$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite en (m).
- L : longueur de la conduite en (m).
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81$ m/s).
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

IV.6. Couplage des pompes [15]

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle.

IV.6.1. Couplage en parallèle

Dans le cas de la mise en parallèle des pompes, les débits s'ajoutent pour la même hauteur totale.

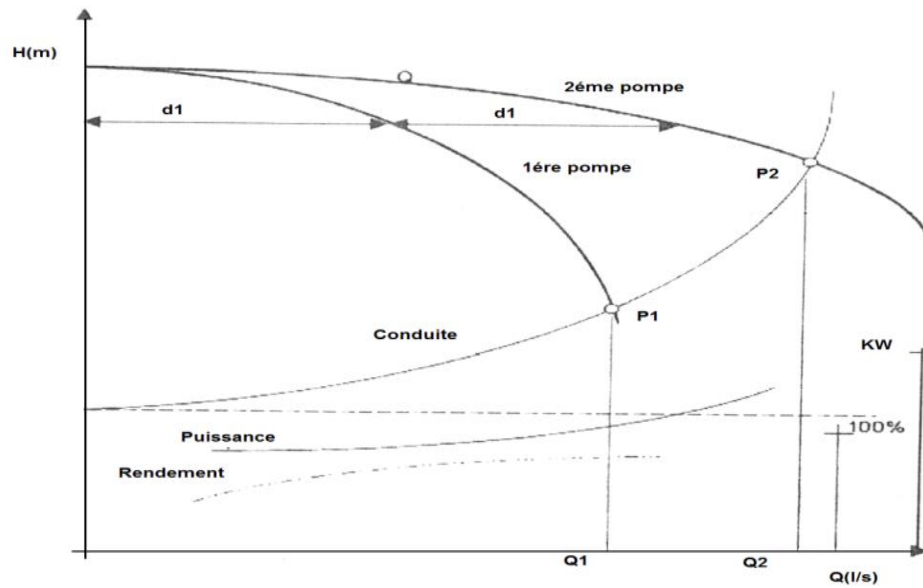


Figure (IV.4): Couplage des pompes en parallèle

IV.6.2. Couplage en série

Les hauteurs totales s'ajoutent pour un même débit.

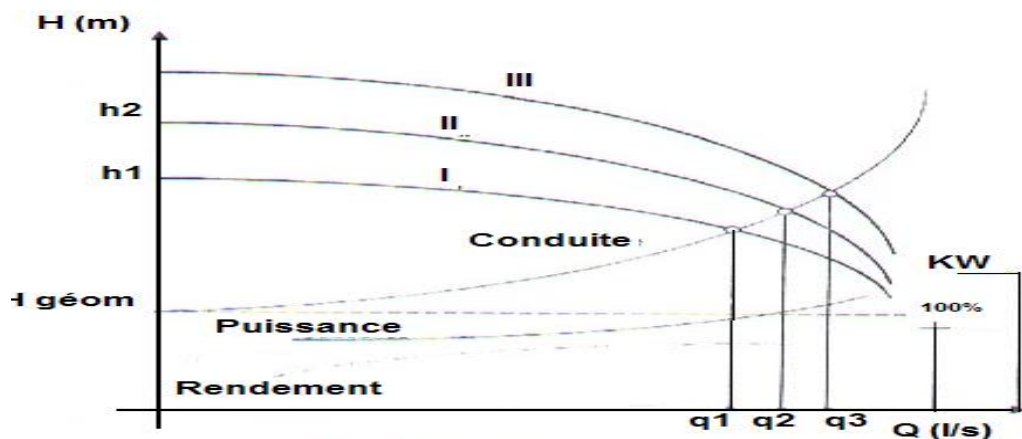


Figure (IV.5): Couplage des pompes en série

IV.7. Point de fonctionnement

IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

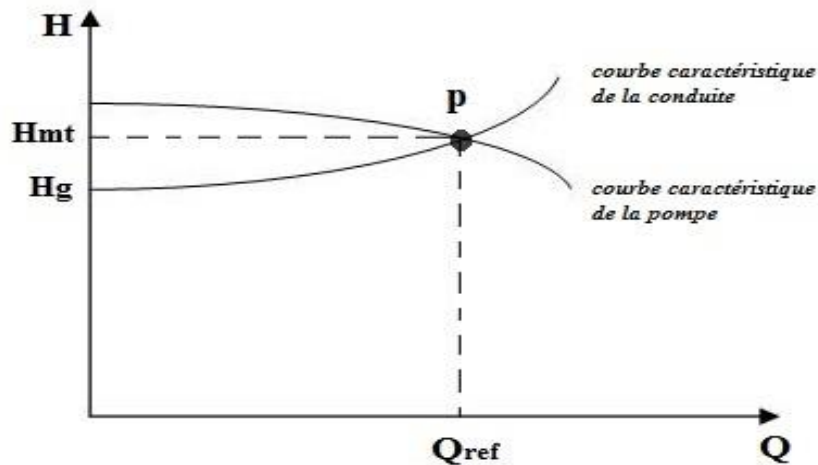


Figure (IV.6): point de fonctionnement d'une pompe

IV.7.2. Réalisation du point de fonctionnement désire

Dans le cas où le point de fonctionnement désire coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désire sont :

1^{er} Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad (IV.6)$$

Avec :

- T_1 : le temps de pompage, pour notre cas égale 22h.

Donc :

$$22 * Q_1 = T * Q$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{22 * Q_1}{Q}$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a1} = \frac{g * H * Q}{\eta} \quad (IV.7)$$

Avec :

η : rendement correspondant au point P1 (Q_1, H_1) en %.

2^{ème} Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) »

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g * H_2 * Q_2}{\eta}$$

Avec :

$$- H_2 = H_1 + h$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- H_2 : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de $h=0$ en (m).
- η : rendement correspondant au point $P(Q, H)$ en %.

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe.
- Risque de détérioration rapide de la pompe.
- Diminution du rendement de la pompe.

3^{ème} Variante : « variation de la vitesse »

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré; à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur a est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2}$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1(H_1, Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $V(Q_v, H_v)$ de P_1 nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1}$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_v} \right) \quad (IV.8)$$

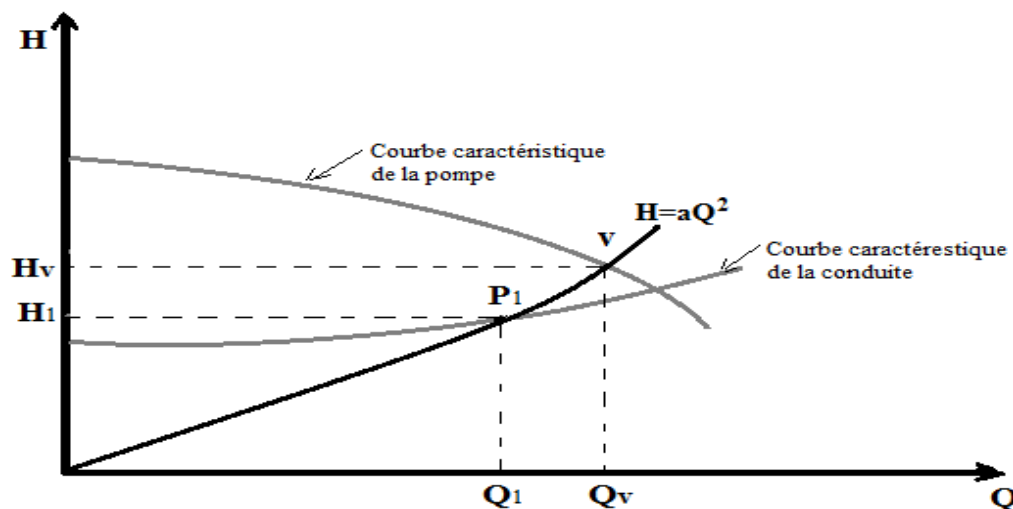


Figure (IV.7): Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a3} = \frac{g * H_v * Q_v}{\eta}$$

4^{ème} Variante : « rognage de la roue de la pompe »

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite qui ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré par la figure (IV.8) ci-après :

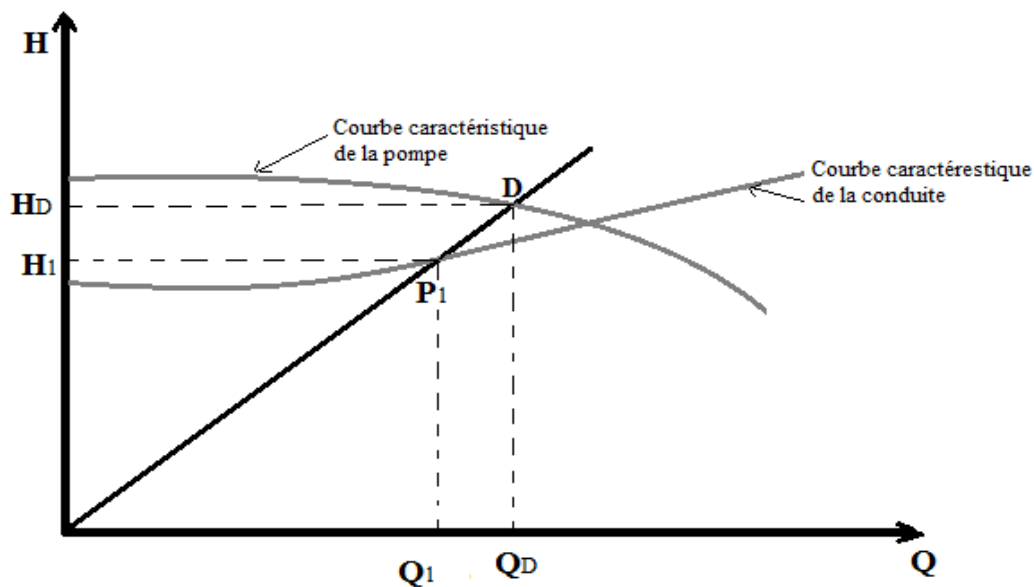


Figure (IV.8): Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D^2}{d^2} \quad (IV.9)$$

Où :

- D et d : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe.

En posant $d=m*D$, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}}$$

Avec :

- m:coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m (\%)$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a4} = \frac{g * H_3 * Q_3}{\eta}$$

IV.8. Etude de la cavitation [3]

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans zones de pression les plus élevées, provoquent d'importants perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration ($NPSH_d$) (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration ($NPSH_r$) (donnée par le constructeur).

Le $NPSH$ requis, est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend de :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le $NPSH$ requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le $NPSH$ disponible est simplement une mesure permettant de qualifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (IV.10)$$

Pour l'alimentation en charge

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + H_v) \quad (IV.11)$$

Pour l'alimentation en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + H_v)$$

$$(IV.12) \quad \frac{P_0}{\varpi} = P_{atm} - 0.0012 \cdot \delta$$

Et :

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e).

P_{atm} : pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33m.

H_a : Hauteur totale de l'aspiration (peut être positive pour une pompe en charge et négative pour une pompe en dépression).

J_a : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

H_v : Tension maximale de vapeur d'eau, $H_v = 0.24\text{m}$ pour une température de 20°C .

Les différents tensions de vapeur sont donnée ans le tableau ci-après :

Tableau (IV.1): Tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
H_v	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,25	2,03	3,17	4,82	7,14	10,3

Deux cas sont possible (voir les figures suivantes) :

➤ **Aspiration en dépression**

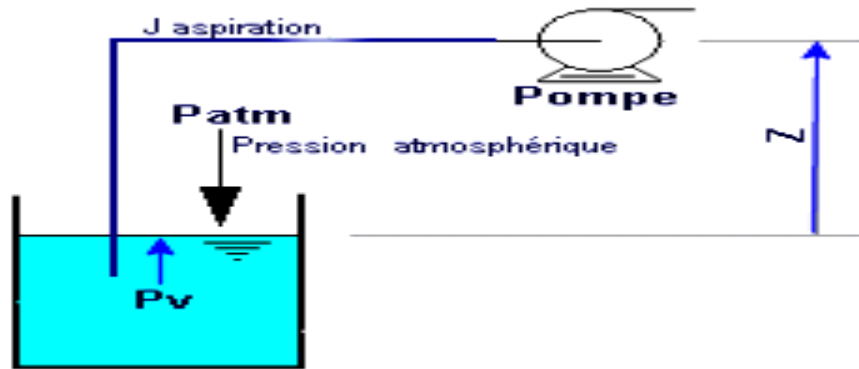


Figure (IV.9): schéma d'une installation d'une pompe en dépression.

➤ **Aspiration en charge**

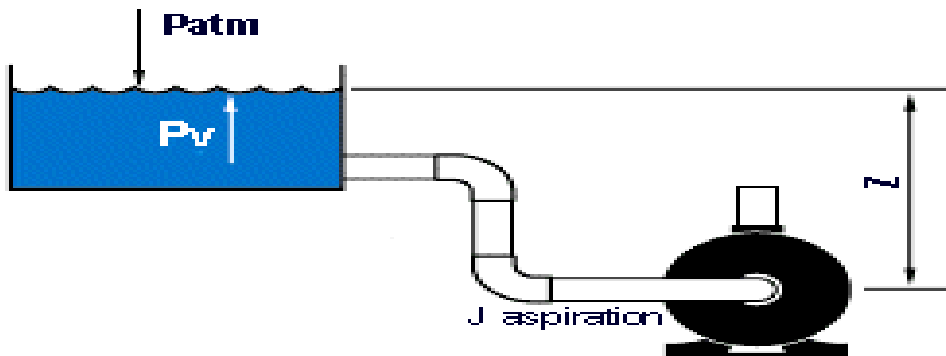


Figure (IV.10): schéma d'une installation d'une pompe en charge.

La figure (IV.11) ci-après présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge :



Figure (IV.11): Erosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

IV.9.Choix des types des pompes du projet

IV.9.1. Tronçon forage projeté-station de reprise

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 15 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 78.9 \text{ m}$.
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 89.44 \text{ m}$.

D'après le catalogue CAPRARI, Les courbes caractéristiques de la pompe du forage projeté sont représentées dans la figure (IV-12) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe 7) :

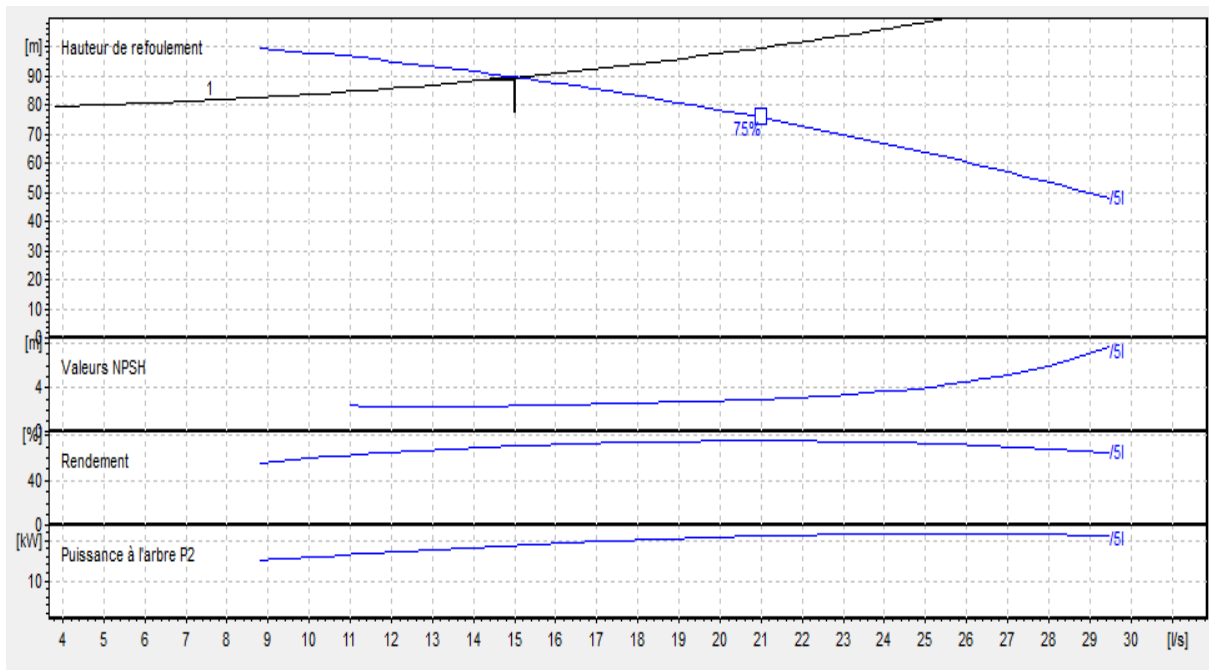


Figure (IV.12): Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage 1

On a opté pour le choix d'une pompe de type immergé.

- point de fonctionnement : $P = (Q = 15 \text{ l/s} ; HMT = 89.4 \text{ m})$.
- point désiré : $P_1 = (Q = 15 \text{ l/s} ; HMT_1 = 89.4 \text{ m})$.

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-12)*.

Tableau (IV.2): Les caractéristiques de la pompe choisie

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH r (m)
Forage projeté	pompe immergée E8S55/5I+MCH630	2900	69.5	5

IV.9.2. Tronçon forage existant-station de reprise

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 20$ l/s.
- La hauteur géométrique : $H_g = 77.69$ m.
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 92.5$ m.

D'après le catalogue CAPRARI, Les courbes caractéristiques de la pompe du forage existant sont représentées dans la figure (IV-13) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe 8) :

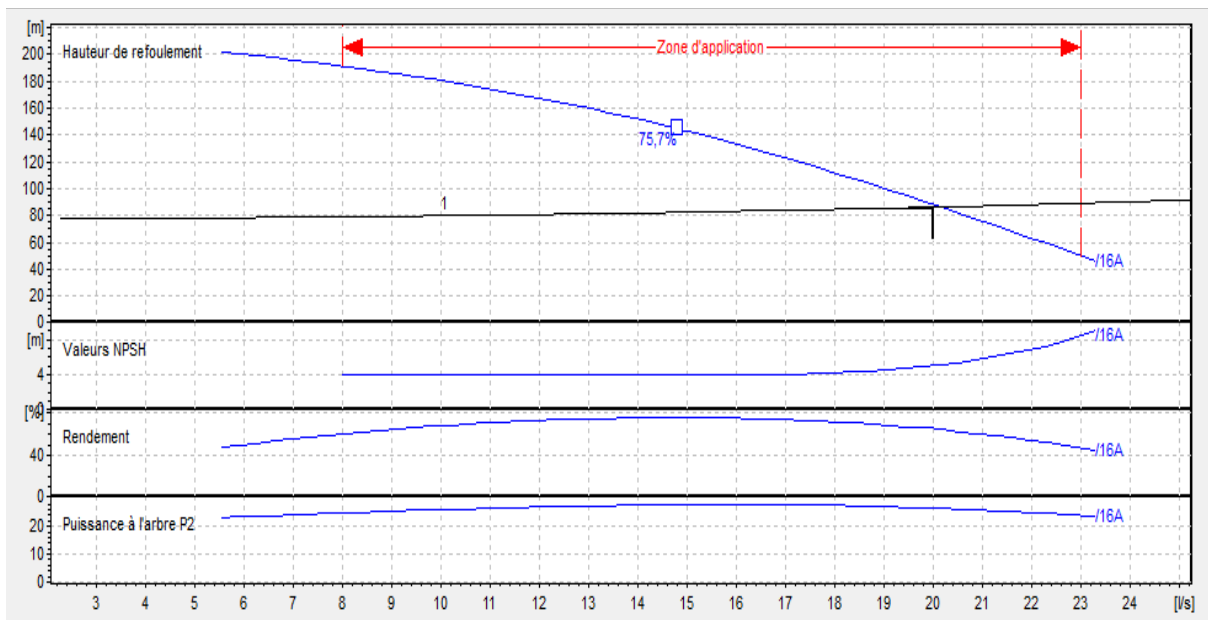


Figure (IV.13): Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage2

On a opté pour le choix d'une pompe de type immergé.

- point de fonctionnement : $P = (Q = 20$ l/s ; $HMT = 92.5$ m).
- point désiré : $P_1 = (Q = 20$ l/s ; $HMT_1 = 92.5$ m).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-13)*.

Tableau (IV.3): Les caractéristiques de la pompe choisie

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH r (m)
Forage existant	pompe immergée E6S64/16A+MC640	2900	74.5	3.46

IV.9.3. Tronçon station de reprise –Réservoir R3

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 30 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 114.3\text{m}$.
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 129.97 \text{ m}$.

D’après le catalogue CAPRARI, les courbes caractéristiques de la pompe du tronçon station de reprise-réservoir R3 sont représentées dans la figure (IV-14) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l’annexe 9) :

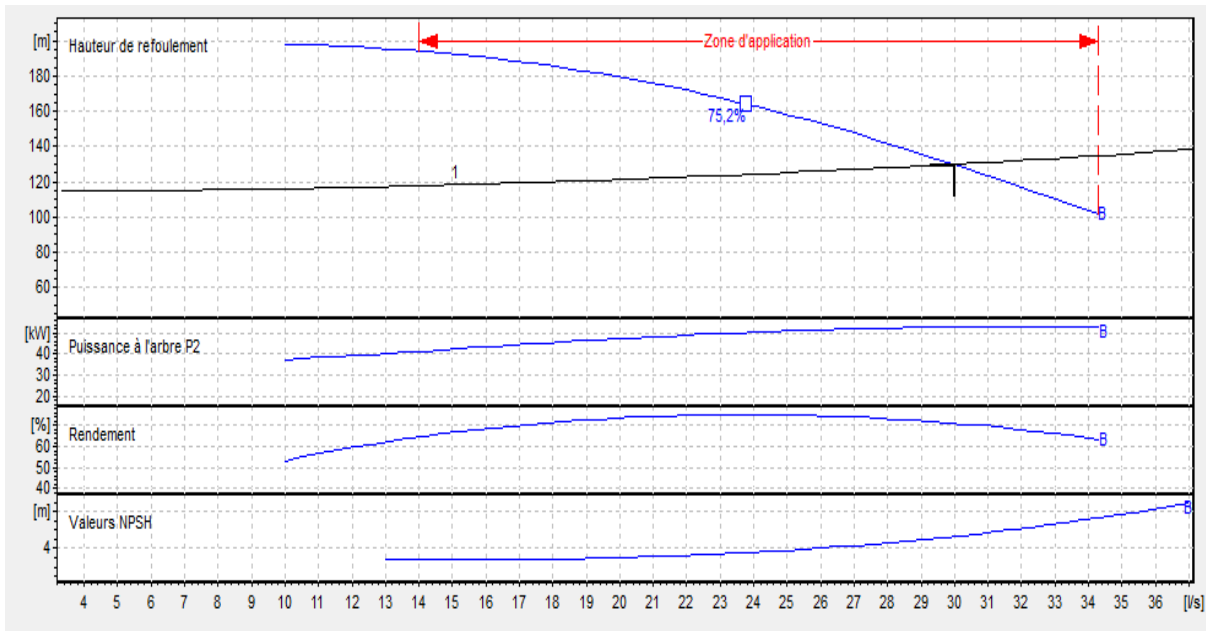


Figure (IV.14): Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SR-R3

On a opté pour le choix d’une pompe de type à axe horizontale multicellulaire

- point de fonctionnement : $P = (Q = 30 \text{ l/s} ; HMT = 129\text{m})$.
- point désiré : $P_1 = (Q = 30 \text{ l/s} ; HMT_1 = 129 \text{ m})$.

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-14)*.

Tableau (IV.4): Les caractéristiques de la pompe choisie

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH r (m)
Forage existant	Pompe multicellulaire PM80/4B	2900	71.2	5.31

IV.9.4. Tronçon station de reprise –Réservoir R4

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 4 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 164.3\text{m}$.
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 182.51\text{m}$.

D’après le catalogue CAPRARI, Les courbes caractéristiques de la pompe du tronçon station de reprise-réservoir R4 sont représentées dans la figure (IV-15) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l’annexe 10) :

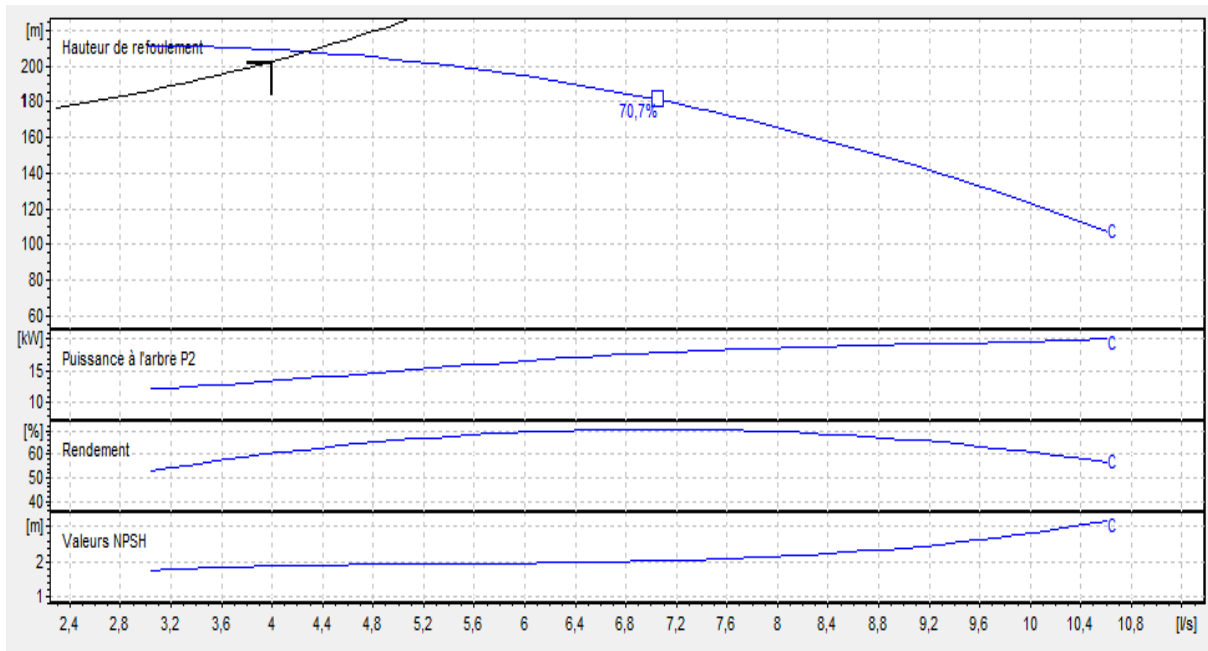


Figure (IV.15): Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SR-R4

On a opté pour le choix d’une pompe de type à axe horizontale multicellulaire

- point de fonctionnement : $P_1 = (Q_1 = 4.59 \text{ l/s} ; HMT_1 = 188\text{m})$.
- point désiré : $P = (Q = 4 \text{ l/s} ; HMT = 182.51 \text{ m})$.

On remarque que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe Figure (IV-15). Par conséquent cette pompe nécessite des modifications.

Tableau (IV.5): Les caractéristiques de la pompe choisie

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH r (m)
Forage existant	Pompe multicellulaire HMU40-2/7D	2900	64.3	1.88

IV.9.4.1. Réalisation du point de fonctionnement**IV.9.4.1.1. Réduction du temps de pompage**

Afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q}$$

$$D'où : T_1 = (T * Q) / Q_1 = (22 * 4) / 4.59 = 19.17 \text{ h} = 19\text{h}10\text{min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_{a1} = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_1} = \frac{9.81 * 0.00459 * 188}{0.643} = 13.16 \text{ kw}$$

$$D'où : P_{a1} = 13.16 \text{ kw}$$

Les frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = P_{a1} * T_1 * 360 * 4.67 = 13.16 * 20 * 360 * 4.67 = 442491.84 \text{ DA}$$

IV.9.4.1.2. Le vannage

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$\Delta H = H_2 - H = 192 - 182.51 = 9.49 \text{ m}$$

Les coordonnées du point H_2 sont : $H_2 = 192 \text{ m}$, $Q_2 = 4 \text{ l/s}$, $\eta = 60.8 \%$

La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g * Q_2 * H_2}{\eta_2} = \frac{9.81 * 0.004 * 192}{0.608} = 12.39 \text{ kw}$$

$$D'où : P_{a2} = 12.39 \text{ kw}$$

Les frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = P_{a1} * T * 360 * 4.67 = 12.39 * 22 * 360 * 4.67 = 458261.496 \text{ DA}$$

IV.9.4.1.3. Le rognage

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

IV.9.4.1.4. Variation de la vitesse de rotation

Pour trouver le point homologue du point désiré, on trace la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par :

$$H_3 = a_e * Q^2$$

La valeur du coefficient (a_e) est :

$$a_e = \frac{Hmt}{Q^2} = \frac{182.51}{4^2} = 11.41$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (IV.6) et la figure (IV.16) suivants :

Tableau (IV.6) : coordonnées de la courbe iso-rendement

Q (l/s)	3.2	4	4.8	5.6	6.4	7.2	8	8.8	9.6	10
Hp (m)	196	192	187	179	169	158	145	129	112	103
H ₃ (m)	116.84	182.56	262.89	357.82	467.35	591.49	730.24	883.59	1051.54	1141

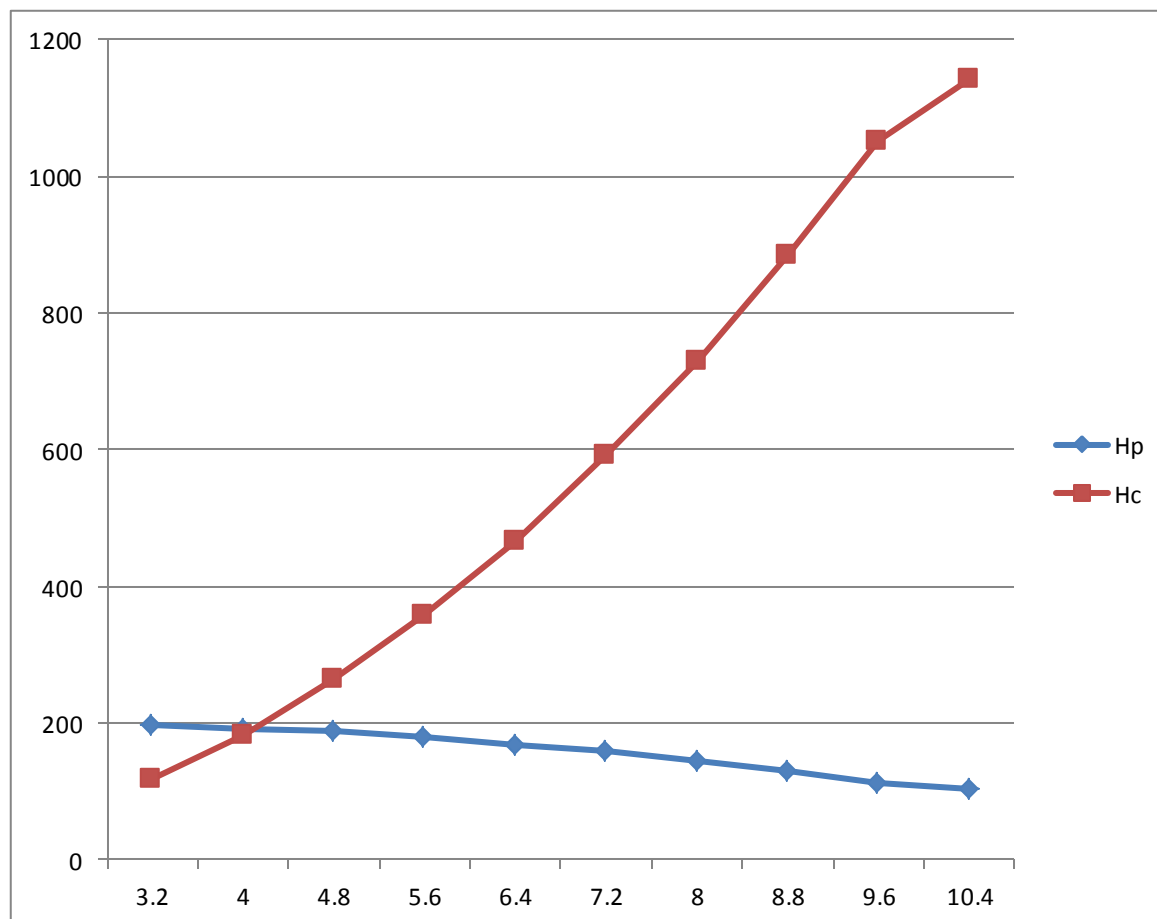


Figure (IV.16) : La courbe iso-rendement

D'après les lois de similitude :

$$N_3 = N \times \frac{Q}{Q_3} \text{ (Tr/min)}$$

Avec :

$$\begin{aligned} N_1 &= 2900 \text{ t/mn} \\ Q_1 &= 0.004 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_3 &= 0.0041 \text{ m}^3/\text{s} \\ N_3 &= 2829.27 \text{ tr/mn} \end{aligned}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_{a3} = \frac{g \times Q_3 \times H_3}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0041 \times 192}{0.615}$$

D'où : $P_{a3} = 12.57 \text{ KW}$

Les frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = P_{a3} \times T \times 360 \times 4.67 = 12.57 \times 22 \times 360 \times 4.67 = 464919.048 \text{ D}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (IV.7) :

Tableau (IV.7) : Tableau récapitulatif des frais d'exploitation

	Temps de pompage	Le vannage	Le rognage	La vitesse
Les frais d'exploitation(DA)	442491.84	-	458261.496	464919.048

Commentaire

Les choix final de la variante se fait d'après la comparaison entre les résultats des frais d'exploitation obtenus dans le tableau (IV.7), les frais minimums sont ceux de réduction du temps de pompage (station de reprise-réservoir R4). Donc la solution est de réduire le temps de pompage de 22h à 20h par jour.

IV.10. Etude de la cavitation

IV.10.1. Les forages

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous du niveau dynamique, donc la non cavitation est vérifiée pour les pompes installées dans les deux forages.

IV.10.2. Station de reprise-R3

- La cote du plan d'aspiration 233.18m
- La cote de l'axe de la pompe 233.7m
- Hauteur d'aspiration; $H_a = (233.7 - 233.18) = 0.52\text{m}$

La hauteur d'aspiration est égale à $0.52 > 0$, donc la pompe est montée en charge

❖ Calcul de la pression à la cote d'aspiration

D'après la relation (IV.11) on a :

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 233,18$$

$$P_0 = 10,05 \text{ mce}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,05 + 0,52 - (0 + 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 10,33\text{m}$$

$$\text{D'où } \text{NPSH}_r = 5,31\text{m}$$

On remarque que $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, donc la relation (IV.10) est vérifiée, la pompe ne cavite pas.

IV.10.3. Station de reprise-R4

- La cote du plan d'aspiration 233.18m
- La cote de l'axe de la pompe 233.7m
- Hauteur d'aspiration; $H_a = (233.7 - 233.18) = 0.52\text{m}$

La hauteur d'aspiration est égale à $0.52 > 0$, donc la pompe est montée en charge

❖ *Calcul de la pression à la cote d'aspiration*

D'après la relation (IV.11), on a :

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 233,18$$

$$P_0 = 10,05 \text{ mce}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,05 + 0,52 - (0 + 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 10,33\text{m}$$

$$\text{D'où } \text{NPSH}_r = 1,88\text{m}$$

On remarque que $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, donc la relation (IV.10) est vérifiée, la pompe ne cavite pas.

IV.11.Conclusion

L'étude de la partie pompage nous a permis de choisir le type de pompes qui conviennent à nos tronçons. Nous avons utilisé le catalogue numérique **CAPRARI** afin de déterminer les pompes qui garantiront le refoulement. Des modifications sont apportées sur les pompes afin d'assurer un fonctionnement dans les conditions désirées de travail.

Chapitre V :
Protection et pose des
conduites

V.1.Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Ce phénomène est engendré par [3]:

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure.

V.2.Moyens de protection contre le coup de bélier [3]

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie;
- Soupapes de décharges ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne à fermeture lente.

V.2.1.Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur.

Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

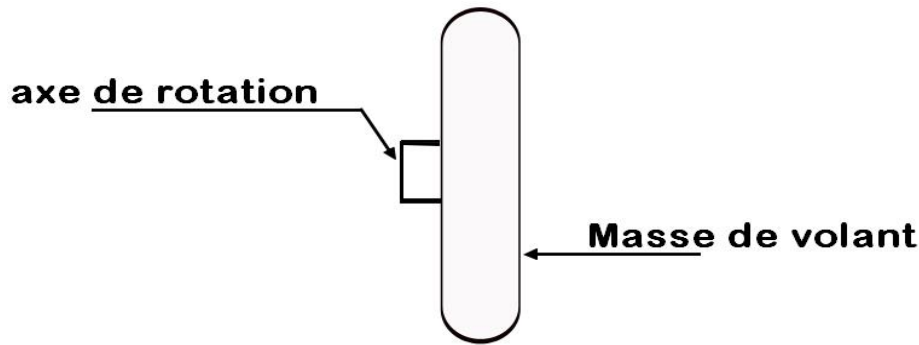


Figure (V.1): Volant d'inertie

Ce système est généralement peut ou non utilisable, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique (très coûteux) ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible ;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible où moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

V.2.2.Soupapes de décharge [3]

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à la protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure

(5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

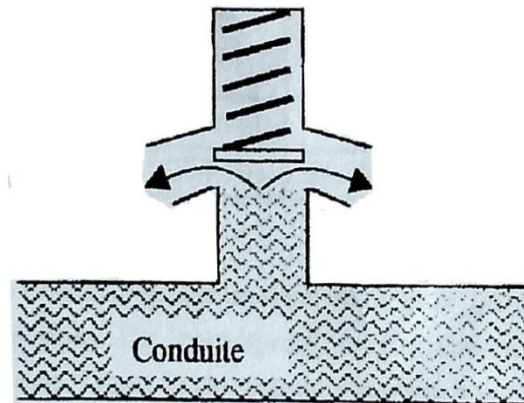


Figure (V.2): la soupape de décharge

V.2.3. Les ventouses

Appelés aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

V.2.4. Soupapes d'admission et de purge d'air [6]

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

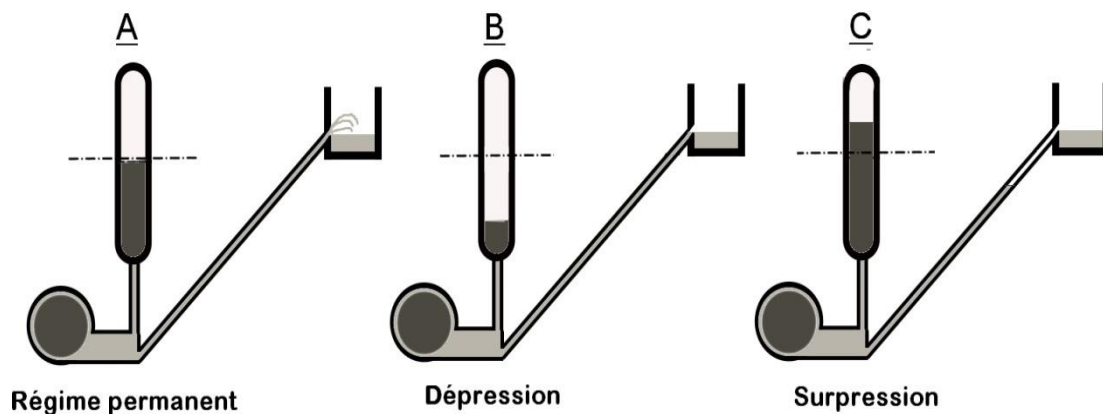


Figure (V.3): fonctionnement des réservoirs d'air

V.2.5. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre sous forme de tube piézométrique vertical, de section au moins égale à la moitié de celle de la conduite ; elles ont le même rôle que celui du réservoir d'air, mais elles sont rarement utilisées car dans le cas de hauteurs de refoulement même moyen, on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà, en régime normal, à la hauteur géométrique augmentée des pertes de charges.

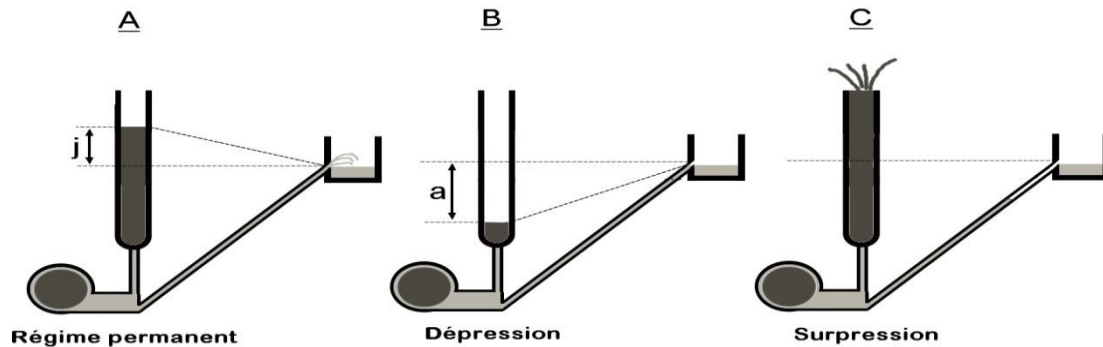


Figure (V.4): Fonctionnement des cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre présente certains avantages, à savoir:

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

V.3. Etude du coup de bélier [3]

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

V.3.1. La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI

$$a = \sqrt{\frac{9900}{48.3 + \frac{K \times D}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 0.5 pour l'acier.
- K = 83 pour le PEHD.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$b = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- b : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

- **La valeur maximale de la pression-surpression est :**

$$H_S = H_0 + B \quad (\text{V.3})$$

- **La valeur maximale de la pression-dépression est :**

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.4})$$

Où :

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

➤ **2^{ème} Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{V.5})$$

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans la conduite de refoulement et vérifier que les valeurs de la surpression ne dépassent pas la valeur de la pression nominale de service et que les valeurs de la dépression ne sont pas négatives.

V.3.2. Calcul des valeurs du coup de bélier

Tableau(V.1): calcul des valeurs du coup de bélier

Tronçons	D_{int} (m)	e (m)	V (m/s)	L (m)	H_g (m)	Célérité a (m/s)	Valeur du coup de bélier b (m)	Surpression (m)	Dépression (m)	PN (m)
FP-SR	130.8	14.6	1.12	1054	78.9	351.80	40.16	129.06	48.73	160
FE-SR	130.8	14.6	1.49	1248	77.69	351.80	53.43	142.33	35.46	160
SR-R3	163.6	18.2	1.43	1145	114.3	351.25	51.20	140.10	37.69	160
SR-R4	85.4	12.3	0.7	2534	164.3	396.13	28.27	117.17	60.63	200

Remarque

D'après les résultats obtenus sur le tableau(V.1), on remarque que dans notre adduction il n'existe pas des surpressions qui dépassent la pression nominale et aucune dépression n'est remarquée.

V.4. Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre et après les vérifications des calculs des coups de bélier, on a trouvé que notre adduction ne nécessite pas une protection contre le coup de bélier.

V.5. Pose des conduites

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux surpressions, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisation (dus à son propre poids, au poids d'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité du sol.

La pose de la conduite est d'une importance majeure ; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

V.5.1. Exécution et aménagement de la tranchée [10]

- La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature de sol ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froid. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément, on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.

Tableau (V.2): Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

V.5.2.Travaux spéciaux

V.5.2.1.Traversées des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures (Voir figure (V.5)).

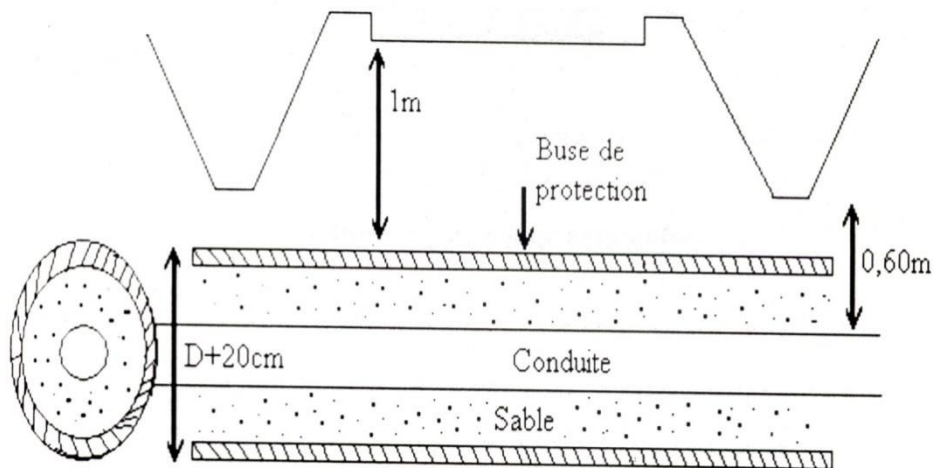


Figure (V.5): Protection pour la traversée des routes

V.5.2.2.Traversée souterraine de ravin ou d'oued [9]

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son recouvrement, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Voir figure (V.6)).

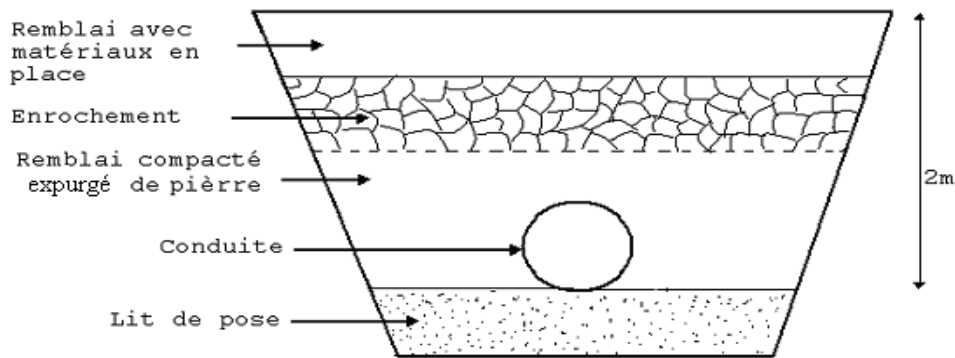


Figure (V.6): Traversée d'oued

V.5.2.3.Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau.

V.5.2.4.Stabilisation de la conduite [3]

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- butée sur coude horizontal
- butée sur coude vertical,
- butée sur branchement,
- butée sur un cône.

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboîtements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids (Voir figures (V.7), (V.8) et (V.9))

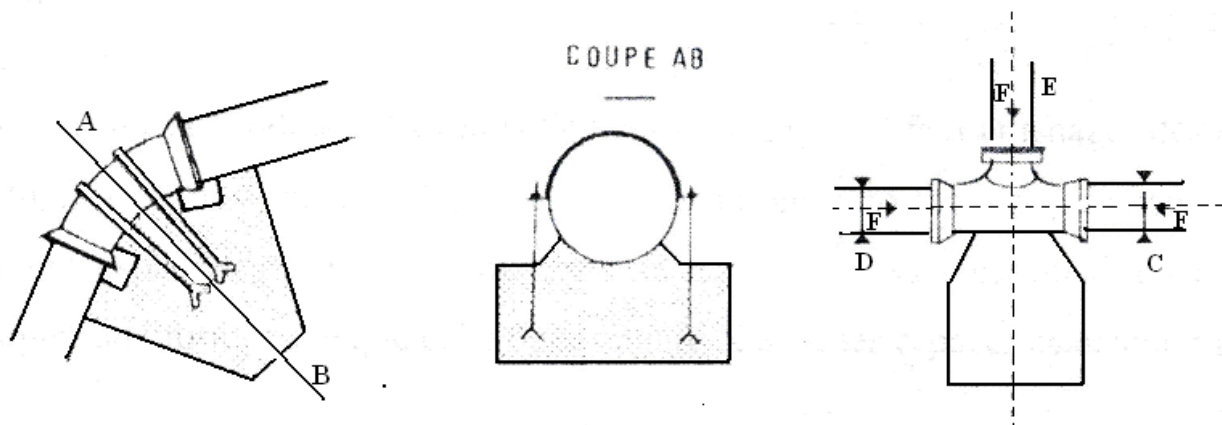
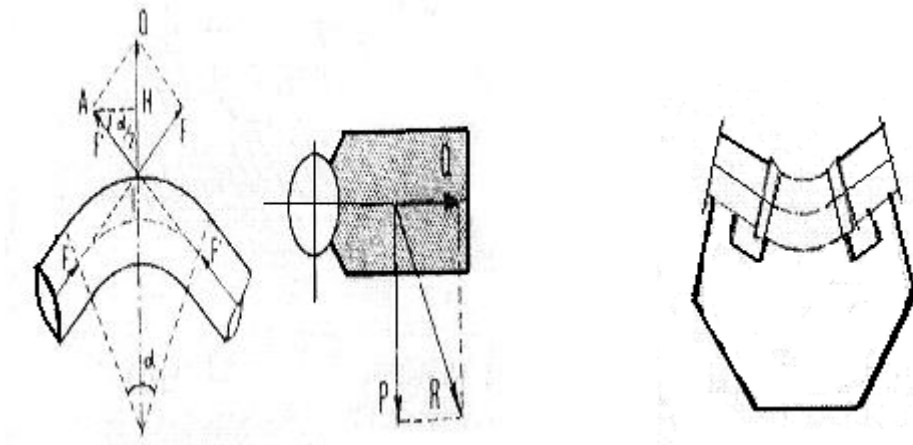


Figure (V.7): Butée sur coude horizontal**Figure (V.8):** Butée sur coude vertical**Figure (V.9):** Butée sur branchement

V.5.3. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée) [3]

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un essai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints.

Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de pression doit être inférieure à 0.2 bar.

V.5.4. Le remblaiement de la conduite

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

V.5.4.1. Précaution intéressant les conduites

L'entrepreneur prendra toutes dispositions utiles pour qu'à aucun moment les travaux des corps étrangers ne viennent à pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai.

V.5.4.2. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service [6]

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisante ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

Chapitre VI :
Distribution

VI.1.Introduction

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés.

VI.2.Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable [16]

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux maillés.
- Les réseaux ramifiés.
- Les réseaux mixtes.

VI.2.1.Les réseaux maillés

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de former des boucles fermées ou mailles. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines plus ou moins plates.

L'avantage des réseaux maillés est qu'il permet une alimentation en route ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.

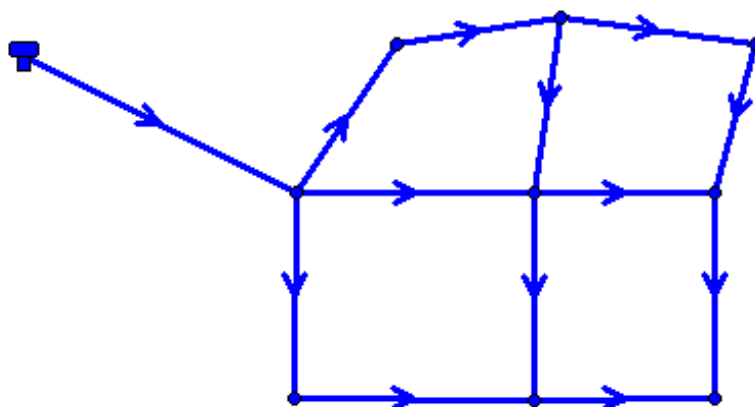


Figure (VI.1) : Schéma de réseau maillé

VI.2.2.Réseaux ramifié

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches), ces conduites ne comportent aucune alimentation en retour.

Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse, une rupture ou un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval, les réseaux ramifiés sont utilisés dans les petites agglomérations rurales.

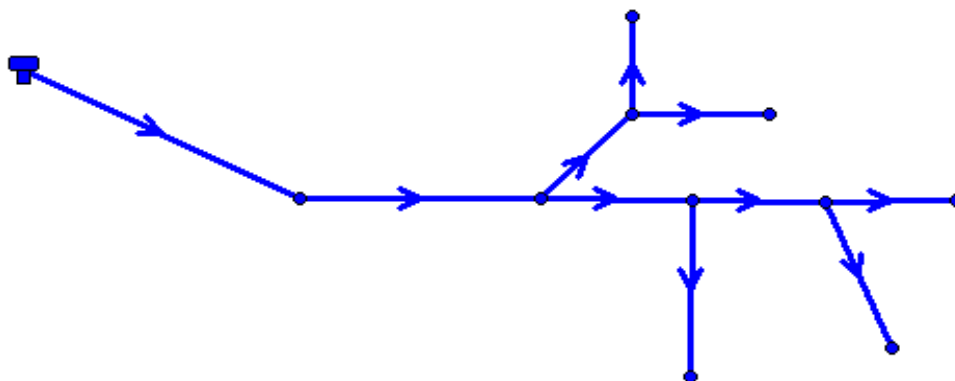


Figure (VI.2) : Schéma de réseau ramifié

VI.2.3. Réseaux mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

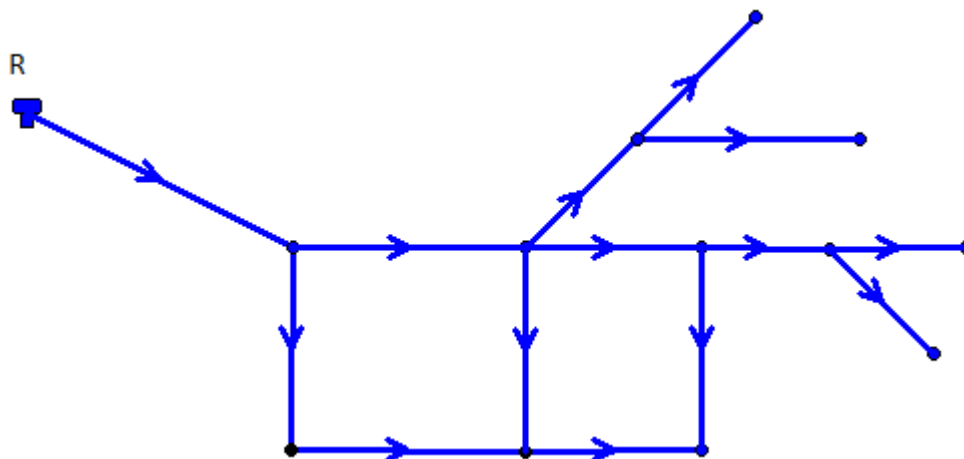


Figure (VI.3) : Schéma de réseau mixte

VI.3. Choix du type de matériaux

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.) [3]

Parmi les matériaux utilisés, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

On a choisi pour notre réseau des conduites en PEHD PN10 à cause des avantages qui sont :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite. Résiste à la corrosion interne, externe et microbologique.
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.

VI.4. Equipement du réseau de distribution [16]

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci. On en cite :

- **Les canalisations** : Les réseaux de distribution sont constitués de :
 - Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
 - Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.
- **Robinets vannes** : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau.
Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- **Bouches ou poteau d'incendie** : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).
Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.
- **Clapets** : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu.
On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.
- **Ventouses** : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.
- **Régulateurs de pression** : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- **Robinets de vidange (décharge)** : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord** : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :
 - **Les Tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
 - **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction.
 - **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

VI.5. Conception du réseau de distribution

Il y'a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. On peut noter que les plus importantes sont l'emplacement des principaux consommateurs et le relief de la région.

On a choisi pour notre site d'étude des réseaux ramifiés et maillés pour satisfaire tous les habitants, compte tenu de la difficulté résultant de la dispersion du tissu urbain, ainsi que de l'existants de beaucoup d'habitations éloignées des regroupements urbains et aussi des grands accès.

VI.6. Principe de tracé d'un réseau maillé

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter à savoir :

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable.
- Tracer les conduites principales en parallèle.
- Relier les conduites principales par des conduites secondaires pour former des mailles.
- Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

VI.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de transit, l'heure d'arrêt et l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- Sachant le débit spécifique, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

VI.7.1. Calcul des débits

a) calcul des Débits de pointe

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, les débits de pointe des zones d'étude sont :

- Zone1: $Q_{p1}=110.32\text{m}^3/\text{h}$
- Zone2 : $Q_{p2}=44.58\text{m}^3/\text{h}$
- Zone3 : $Q_{p3}=26.18\text{m}^3/\text{h}$
- Zone4 : $Q_{p4}=18.71\text{m}^3/\text{h}$

b) Calcul du débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- Q_p = débit de pointe (l/s).
- $\sum L_i$ = somme des longueurs des tronçons du réseau.

Les débits spécifiques des quatre zones d'étude sont récapitulés dans le tableau (V.1) ci-après.

Tableau (VI.1) : calcul des débits spécifique Q_s

Zone	Q_p (l/s)	$\sum L_i$ (ml)	Q_s (l/s)
Zone 01	30,64	3 434.23	0.0089
Zone 02	12,38	2 175.11	0.0057
Zone 03	7,27	4 276.81	0.0017
Zone 04	5,2	3 791.23	0.0014

c) Calcul des débits en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_s * L_{i,j} \text{ (l/s)} \quad (\text{VI.2})$$

d) Calcul des débits aux Nœuds :

Ils se calculent comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad (\text{VI.2})$$

Avec:

- Q_{ni} : le débit au nœud "i".
- $\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.
- $\sum Q_{conc}$: La somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

VI.7.2. Modélisation et simulation du réseau

Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique, capables de faire des simulations des calculs fastidieux en temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser EPANET.

VI.7.3. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

VI.7.4. Utilisation du logiciel EPANET

Les Etapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.
- Interpréter les résultats.

VI.7.5.Modélisation du réseau sous EPANET

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

Dans notre projet, la modélisation s'est portée à introduire les données du réseau.

- **Au niveau des nœuds**
 - ✓ L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
 - ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).
- **Au niveau des arcs (conduite)**
 - ✓ les nœuds initial et final ;
 - ✓ le diamètre ;
 - ✓ la longueur ;
 - ✓ le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- **Au niveau des réservoirs**
 - ✓ l'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul) ;
 - ✓ le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
 - ✓ les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

VI.7.6.Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Le logiciel EPANET analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydraulique (vitesse, débit, pression, charge).

Après la première simulation nous avons retrouvé des vitesses inférieure à 0,5m/s .nous avons modifié alors quelques diamètres et nous avons simulé une deuxième fois. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

VI.8.Cas de pointe

VI.8.1.Calcul hydraulique pour la zone 01

Le réseau de distribution de la zone 1 sera alimenté à partir du réservoir existant 300 m3 R1.Le réseau aménagé et de type mixte comportant trois (03) mailles et des ramifications.

Tableau (VI.2) : calcul hydraulique -ZONE 01-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.charge Unit (m/km)
R1 - 1	136,42	176,2	0,0089	1,214138	1,25	8,61
1 - 2	219,43	176,2	0,0089	1,952927	1,18	7,78
2 _ 3	69,82	176,2	0,0089	0,621398	1,13	7,12
3 - 4	145,91	176,2	0,0089	1,298599	1,07	6,37
4 - 5	118,39	176,2	0,0089	1,053671	1,02	5,83
5 _ 6	25,01	176,2	0,0089	0,222589	0,96	5,23
6 _ 7	263,43	44	0,0089	2,344527	0,74	18,36
3 _ 8	67,54	28	0,0089	0,601106	0,49	15
5 _ 9	82,24	28	0,0089	0,731936	0,6	22,13
6 _ 10	53,64	176,2	0,0089	0,477396	0,85	4,15
10 _ 11	67,55	141	0,0089	0,601195	0,95	6,81
11 _ 12	160,92	141	0,0089	1,432188	0,81	4,95
12 _ 13	103,35	110,2	0,0089	0,919815	0,77	6,13
13 _ 14	32,39	66	0,0089	0,288271	0,89	15,36
14 _ 15	72,09	55,4	0,0089	0,641601	0,76	14,24
15 _ 35	170	35,2	0,0089	1,513	0,78	26,86
14 _ 16	83,35	28	0,0089	0,741815	0,6	22,13
13 _ 17	258,51	66	0,0089	2,300739	0,74	10,94
17 _ 18	59,31	28	0,0089	0,527859	0,44	12,36
17 _ 19	95,81	28	0,0089	0,852709	0,7	29,29
10 _ 21	253,32	79,2	0,0089	2,254548	0,84	11,08
21 _ 22	39,51	55,4	0,0089	0,351639	0,88	18,97
22 _ 23	177,93	35,2	0,0089	1,583577	0,81	28,89
21 _ 24	81,79	28	0,0089	0,727931	0,58	21,03
22 _ 25	41,63	16	0,0089	0,370507	0,94	19,95
11 _ 20	95,21	28	0,0089	0,847369	0,7	29,28
12 _ 26	26,84	79,2	0,0089	0,238876	0,81	10,24
26 _ 27	41	79,2	0,0089	0,3649	0,67	7,24
27 _ 28	24,08	66	0,0089	0,214312	0,78	12,02
28 _ 29	123,57	44	0,0089	1,099773	0,84	22,88
29 _ 30	29,44	21	0,0089	0,262016	0,92	72,16
28 _ 31	83,12	28	0,0089	0,739768	0,6	22,13
29 _ 32	50,34	21	0,0089	0,448026	0,66	38,84
27 _ 33	40,56	21	0,0089	0,360984	0,52	24,66
26 _ 34	40,78	21	0,0089	0,362942	0,55	27,25

Tableau (VI.3) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 01-

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	306,83	1,58	317,25	10,43
Nœud 2	278	1,29	315,55	37,55
Nœud 3	272,25	1,26	315,05	42,8
Nœud 4	259,5	1,1	314,59	55,09
Nœud 5	257,25	1	313,43	56,18
Nœud 6	256,82	1,52	313,55	56,48
Nœud 7	254,04	1,17	308,14	54,1
Nœud 8	273,21	0,3	314,04	40,83
Nœud 9	256,95	0,37	311,61	55,46
Nœud 10	255,53	1,67	313,08	57,55
Nœud 11	255,95	1,87	312,62	56,67
Nœud 12	263,22	1,75	311,19	43,97
Nœud 13	267,22	1,64	311,81	44,59
Nœud 14	268,42	0,78	311,34	42,92
Nœud 15	268,84	1,07	309,66	40,82
Nœud 16	267,32	0,45	308,68	41,36
Nœud 17	264,53	1,84	308,36	43,83
Nœud 18	261,05	0,27	307,63	46,58
Nœud 19	266,99	0,43	305,55	38,56
Nœud 20	251,97	0,43	309,83	57,86
Nœud 21	253,39	1,67	310,27	56,88
Nœud 22	254,5	1,15	309,52	55,02
Nœud 23	252,91	0,79	304,38	51,47
Nœud 24	257,55	0,36	308,55	51
Nœud 25	251,19	0,19	309,25	58,06
Nœud 26	263,77	0,48	311,55	47,78
Nœud 27	265,48	0,47	311,25	45,77
Nœud 28	267,39	1,03	310,96	43,57
Nœud 29	268,88	0,91	308,13	39,25
Nœud 30	268,1	0,13	307,73	39,25
Nœud 31	277,39	0,37	309,12	31,73
Nœud 32	270,72	0,23	306,18	35,46
Nœud 33	269,6	0,18	310,25	40,65
Nœud 34	266,01	0,19	310,43	44,42
Nœud 35	278,5	0,76	305,1	26,6
Reservoir 1	316,43	-30,64	-	-

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, les pressions aux nœuds sont aussi à la limite de 60 m pour tous les nœuds.

VI.8.2. Calcul hydraulique pour la zone 02

Le réseau de distribution de la zone 2 sera alimenté à partir du réservoir existant 500 m³. Le réseau est de type ramifié.

Tableau (VI.4) : calcul hydraulique -ZONE 02-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.charge Unit (m/km)
R2 _ 01	561,03	110,2	0,0057	3,197871	1,013	12,82
01 _ 02	276,5	110,2	0,0057	1,57605	0,88	7,96
02 _ 03	171,18	110,2	0,0057	0,975726	0,75	5,83
03 _ 04	59,63	79,2	0,0057	0,339891	0,79	9,83
04 _ 05	101,96	55,4	0,0057	0,581172	0,91	19,94
05 _ 06	73,11	44	0,0057	0,416727	0,79	20,62
06 _ 07	95,2	16	0,0057	0,54264	0,6	45,76
07 _ 08	27,79	35,2	0,0057	0,158403	0,98	41
08 _ 09	44,11	28	0,0057	0,251427	1,35	101,84
09 _ 10	79,08	55,4	0,0057	0,450756	0,71	12,48
10 _ 03	82,64	55,4	0,0057	0,471048	0,97	22,71
04 _ 11	168,82	35,2	0,0057	0,962274	0,8	27,98
06 _ 11	28,09	28	0,0057	0,160113	0,85	42,09
11 _ 08	32,33	28	0,0057	0,184281	1,05	62,93
05 _ 18	85,39	21	0,0057	0,486723	0,7	43,04
07 _ 15	21,74	28	0,0057	0,123918	0,8	37,99
15 - 16	38,65	16	0,0057	0,220305	0,55	38,88
15 - 17	37,17	16	0,0057	0,211869	0,53	36,32
07 _ 19	28,84	16	0,0057	0,164388	0,51	34,45
08 _ 20	40,13	16	0,0057	0,228741	0,57	41,53
09 _ 12	29,58	28	0,0057	0,168606	0,71	30,57
12 _ 13	22,39	16	0,0057	0,127623	0,51	33,84
12 _ 14	40,02	16	0,0057	0,228114	0,57	41,53
10 _ 21	30,74	16	0,0057	0,175218	0,54	38,23

Tableau (VI.5) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 02-

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
---------	--------------	--------------------	------------	--------------

Nœud 1	245,2	2,39	269,33	24,13
Nœud 2	226,23	1,28	267,13	40,9
Nœud 3	225,18	0,89	266,13	40,95
Nœud 4	225,81	0,94	265,54	39,73
Nœud 5	225,9	0,74	263,51	37,61
Nœud 6	224,62	0,56	262	37,38
Nœud 7	223,68	0,5	257,65	33,97
Nœud 8	224,53	0,41	258,79	34,26
Nœud 9	225,66	0,44	263,27	37,61
Nœud 10	226,21	0,55	264,25	38,04
Nœud 11	224,71	0,65	260,82	36,11
Nœud 12	225,29	0,26	262,36	37,07
Nœud 13	224,65	0,102	261,15	36,5
Nœud 14	225,8	0,11	260,7	33,28
Nœud 15	223,54	0,28	256,82	36,59
Nœud 16	223,67	0,11	255,32	31,65
Nœud 17	223	0,11	255,47	32,47
Nœud 18	224,51	0,24	259,84	35,33
Nœud 19	223,4	0,104	256,27	32,87
Nœud 20	224,15	0,11	257,12	32,97
Nœud 21	222,3	0,109	262,82	40,52
Réservoir 2	276,52	12,38	-	-

Après simulation on obtient des résultats dans les normes concernant les vitesses entre (0,5m/s et 1,5m/s) aux conduites et les pressions aux nœuds qui ne dépassent pas les 60 m.

VI.8.3.Calcul hydraulique pour la zone 03

Le réseau de distribution de la zone 3 sera alimenté à partir du réservoir projeté 500 m³. Le réseau est de type ramifié.

Tableau (VI.6) : calcul hydraulique -ZONE 03-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.charge Unit
-------	--------------	---------------	----------------------	----------------------	---------------	------------------

						(m/km)
R_1	273,2	96,8	0,0017	0,46444	0,87	9,08
1_2	55,19	66	0,0017	0,093823	0,9	15,69
2_3	41,97	55,4	0,0017	0,071349	0,97	22,61
3_4	54,62	55,4	0,0017	0,092854	0,9	19,78
4_5	37,46	55,4	0,0017	0,063682	0,68	11,73
5_6	502,66	44	0,0017	0,854522	0,71	16,79
2_7	36,38	28	0,0017	0,061846	1,02	59,24
7_8	188,41	16	0,0017	0,320297	0,8	78,02
7_9	161,49	16	0,0017	0,274533	0,68	58,39
3_10	36,98	16	0,0017	0,062866	0,22	7,03
4_11	44,39	28	0,0017	0,075463	0,67	26,91
11_12	172,26	16	0,0017	0,292842	0,75	69,15
11_13	42,63	16	0,0017	0,072471	0,2	5,21
5_14	67,55	16	0,0017	0,114835	0,28	11,79
6_15	14,38	28	0,0017	0,024446	0,69	28,78
15_16	33,92	16	0,0017	0,057664	0,78	74,41
16_17	33,08	16	0,0017	0,056236	0,14	1,85
6_18	24,78	21	0,0017	0,042126	0,61	33,17
18_19	73,26	16	0,0017	0,124542	0,31	13,82
18_20	27,27	16	0,0017	0,046359	0,21	6,09
15_21	55,62	16	0,0017	0,094554	0,81	80,79
21_22	28,41	16	0,0017	0,048297	0,25	9,29
21_23	30,33	16	0,0017	0,051561	0,25	9,29
16_24	32,34	16	0,0017	0,054978	0,25	9,29
1_25	422,5	66	0,0017	0,71825	0,78	12,07
25_26	139,2	35,2	0,0017	0,23664	1,43	84,94
26_27	123,1	35,2	0,0017	0,20927	1,09	50,85
27_28	205,38	28	0,0017	0,349146	1,24	86,15
28_29	7,83	21	0,0017	0,013311	0,98	80,02
29_30	150,13	16	0,0017	0,255221	0,41	23,21
29_31	152,75	16	0,0017	0,259675	0,42	23,72
28_32	277,52	16	0,0017	0,471784	0,76	71,75
27_33	112,08	16	0,0017	0,190536	0,31	13,7
26_34	167	16	0,0017	0,2839	0,46	28,01
25_35	122,03	16	0,0017	0,207451	0,52	35,07
25_36	31,81	28	0,0017	0,054077	0,74	32,69
36_37	90,25	16	0,0017	0,153425	0,4	21,71
36_38	160,88	16	0,0017	0,273496	0,68	57,6

Tableau (VI.7) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 03-

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
---------	--------------	--------------------	------------	--------------

Nœud 1	300,83	0,64	345,71	44,88
Nœud 2	295,8	0,11	344,84	49,04
Nœud 3	294,2	0,11	343,89	49,69
Nœud 4	286,63	0,12	342,81	56,18
Nœud 5	283,4	0,52	342,37	58,97
Nœud 6	274,52	0,44	333,94	59,42
Nœud 7	290,62	0,33	342,69	52,07
Nœud 8	278,97	0,16	337,99	49,02
Nœud 9	291,02	0,14	339,26	42,24
Nœud 10	296,7	0,04	333,26	42,24
Nœud 11	291,48	0,143	339,75	49,75
Nœud 12	319,69	0,1	334,34	14,65
Nœud 13	390	0,04	339,96	48,48
Nœud 14	287,87	0,05	340,22	52,35
Nœud 15	292,02	0,057	326,38	34,36
Nœud 16	294,5	0,08	333,75	39,25
Nœud 17	295,5	0,03	333,69	38,19
Nœud 18	293,61	0,068	324,92	31,31
Nœud 19	304,28	0,05	324,24	19,96
Nœud 20	294,29	0,04	324,79	30,5
Nœud 21	287,4	0,063	322,86	35,46
Nœud 22	282,84	0,04	322,72	39,88
Nœud 23	286,84	0,04	322,71	35,87
Nœud 24	303,9	0,04	325,58	21,68
Nœud 25	300,42	0,48	340,61	40,19
Nœud 26	279,1	0,24	335,44	56,34
Nœud 27	277,9	0,28	332,45	54,55
Nœud 28	275,9	0,18	329,8	53,9
Nœud 29	275,04	0,26	328,38	53,34
Nœud 30	268,7	0,13	302,77	52,07
Nœud 31	273,1	0,13	302,52	47,42
Nœud 32	244,18	0,24	284,71	40,53
Nœud 33	277,62	0,09	329,12	51,5
Nœud 34	288,98	0,092	330,77	41,79
Nœud 35	303,69	0,1	336,33	32,64
Nœud 36	304,8	0,24	339,57	34,77
Nœud 37	309,92	0,08	337,61	27,69
Nœud 38	319,34	0,14	330,3	10,96
Reservoir 3	345	7,27	-	-

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, à l'exception de quelque tronçon dans la vitesse et

inférieure à 0,5 dont on conte installé des décharges à fonctionnement fréquent, pour éviter les dépôts dans les conduites.

La seule manière qu'on peut suivre pour augmenter la vitesse est de diminuer les diamètres, mais il n'existe pas de diamètre inférieur à 20mm.

Par contre les pressions sont dans les limites souhaitées 60 m pour tous les nœuds.

VI.8.4.Calcul hydraulique pour la zone 04

Le réseau de distribution de la zone 4 sera alimenté à partir du réservoir projeté 300 m³. Le réseau est de type ramifié.

Tableau (VI.8) : calcul hydraulique -ZONE 04-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.charge Unit (m/km)
R3 _ 01	381,23	79,2	0,0014	0,533722	1,01	15,62
01 _ 02	251,56	66	0,0014	0,352184	1,11	23,43
02 _ 03	330,91	55,4	0,0014	0,463274	0,75	13,98
03 _ 04	214,92	35,2	0,0014	0,300888	1,47	89,56
04 _ 05	370,81	28	0,0014	0,519134	0,79	37,13
05 _ 06	124,79	16	0,0014	0,174706	0,45	26,9
01 _ 07	294,13	28	0,0014	0,411782	0,87	44,61
07 _ 08	160,57	16	0,0014	0,224798	0,56	40,2
07 _ 09	77,06	16	0,0014	0,107884	0,27	10,71
02 _ 10	14,4	44	0,0014	0,02016	1,03	33,95
10 _ 11	108,03	35,2	0,0014	0,151242	0,96	39,39
11 _ 12	183,71	28	0,0014	0,257194	0,85	42,6
12 _ 13	283,11	16	0,0014	0,396354	0,7	60,8
11 _ 14	108,07	16	0,0014	0,151298	0,38	19,78
10 _ 15	156,38	28	0,0014	0,218932	0,71	30,31
15 _ 16	47,86	21	0,0014	0,067004	0,64	36,67
16 _ 17	71,66	16	0,0014	0,100324	0,25	9,29
16 _ 18	61,23	16	0,0014	0,085722	0,21	6,1
15 _ 19	50,44	16	0,0014	0,070616	0,17	3,11
04 _ 20	113,19	28	0,0014	0,158466	0,93	50,42
20 _ 21	31,42	21	0,0014	0,043988	0,9	67,96
21 _ 22	23,9	21	0,0014	0,03346	0,81	56,87
22 _ 23	69,83	16	0,0014	0,097762	0,25	9,29
22 _ 24	116,59	16	0,0014	0,163226	0,41	22,71
21 _ 25	64,42	16	0,0014	0,090188	0,22	7,03
20 _ 26	44,1	16	0,0014	0,06174	0,15	2,25
5 _ 27	36,91	16	0,0014	0,051674	0,13	1,68

Tableau (VI.9) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 04-

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	258,02	0,65	391,05	33,03
Nœud 2	338,8	0,42	391,05	46,35
Nœud 3	320,9	0,38	380,52	59,62
Nœud 4	302,5	0,37	361,28	58,78
Nœud 5	262,49	0,372	301,59	39,1
Nœud 6	270,94	0,06	299,2	28,26
Nœud 7	344,54	0,372	377,92	33,38
Nœud 8	327,77	0,112	371,47	43,7
Nœud 9	336,81	0,054	377,1	40,29
Nœud 10	338,82	0,195	384,66	45,84
Nœud 11	339,27	0,33	380,41	41,14
Nœud 12	334,27	0,33	372,58	38,31
Nœud 13	326,63	0,195	340,54	13,91
Nœud 14	327,56	0,076	378,27	50,71
Nœud 15	327,58	0,18	379,92	52,34
Nœud 16	324,27	0,13	378,17	53,9
Nœud 17	320,22	0,05	377,5	57,28
Nœud 18	317,96	0,043	377,79	59,83
Nœud 19	324,5	0,035	379,77	55,27
Nœud 20	300,05	0,132	355,57	55,52
Nœud 21	304,62	0,084	353,72	50,1
Nœud 22	306,45	0,15	353,37	46,92
Nœud 23	307,4	0,05	352,72	45,32
Nœud 24	317,2	0,082	350,72	33,52
Nœud 25	306,85	0,045	353,27	47,42
Nœud 26	298,6	0,031	355,47	56,87
Nœud 27	259,1	0,026	301,53	42,43
Reservoir 4	395	-3,5	-	-

Après simulation on analyse les résultats des vitesses et pression obtenu, on constate que les vitesses dans les conduites sont assez faibles dans quelque tançons malgré que le diamètre adapté est de 20mm, donc on installe des décharges à fonctionnement fréquent pour éviter les dépôts dans les conduites.

Les pressions aux nœuds sont dans les limites souhaitées, inférieure a 60m.

VI.9.Conclusion

En conclusion, on peut dire que les réseaux d'alimentation en eau potable des quatre zones fonctionnent normalement, qui assure une pression de service aux points les plus défavorables, avec des vitesses acceptables pour la plupart du réseau, excepté dans quelques tronçons de la zone 3 et 4 où les vitesses sont faibles. Après utilisation de différents diamètres de conduites on a choisi les plus adaptés qui fournissent une quantité suffisante et des pressions en eau appropriées aux besoins.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Au cours de notre étude, nous pensons avoir cerné les différentes étapes de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Pour cela, on a abordé les différentes phases d'une étude d'alimentation en eau potable (Captage, ouvrages de stockage, Adduction, distribution et protection des conduites).

Après avoir estimé les besoins en eau potable à l'horizon 2040, et après avoir établi le bilan ressources-besoins, on a constaté que le débit fourni par le forage existant répond aux besoins actuels, à court et à moyen terme, mais ne suffit pas à la satisfaction des besoins à long terme de la population. Cette situation nous a incités à faire la réalisation d'un nouveau forage.

Par la suite, on a dimensionné les ouvrages de stockage et on a trouvé que les réservoirs existants ne sont pas suffisants pour répondre aux besoins futurs de la population. Afin de subvenir aux besoins de la population à long terme, nous recommandons :

- La projection d'un réservoir de 300 m³ pour alimenter les zones hautes, desservir les réservoirs existants et assurer un volume en cas de panne ;
- La projection d'un réservoir R200 m³.

A propos de l'adduction, on a dimensionné les conduites en PEHD à l'aide d'une étude technico-économique, c'est-à-dire choisir le diamètre minimal et réduire les pertes de charges au minimum en respectant à chaque fois les normes de vitesse qui sont entre 0.5 et 2 m/s.

Dans le chapitre relatif au choix des pompes, nous avons opté pour des pompes de type électropompe immergé pour les deux forages. Aussi nous avons opté pour des pompes de type multicellulaires pour le réservoir R3 et le réservoir R4.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction contre ce phénomène. En fait, d'après l'étude effectuée et après les vérifications des calculs du coup de bélier, on a trouvé que notre adduction ne nécessite pas une protection contre ce phénomène.

Et en ce qui concerne la distribution, nous avons opté pour un réseau ramifié pour les trois zones 1, 3 et 4 et un réseau mixte pour la zone 2. Dans nos calculs, nous avons veillé à assurer la pression de service nécessaire aux points les plus défavorables. Les vitesses sont acceptables, pour la plupart des tronçons du réseau de distribution, excepté quelques-uns où les vitesses sont inférieures à 0,5 m/s, on a donc prévu d'installer des décharges à fonctionnement fréquent pour éviter les dépôts dans les conduites.

En fin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée, de garantir une alimentation en eau potable de la commune de Sidi Zerrouk et de permettre à tous ses habitants d'avoir un accès avec des quantités suffisantes et d'une manière continue en termes d'eau potable.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

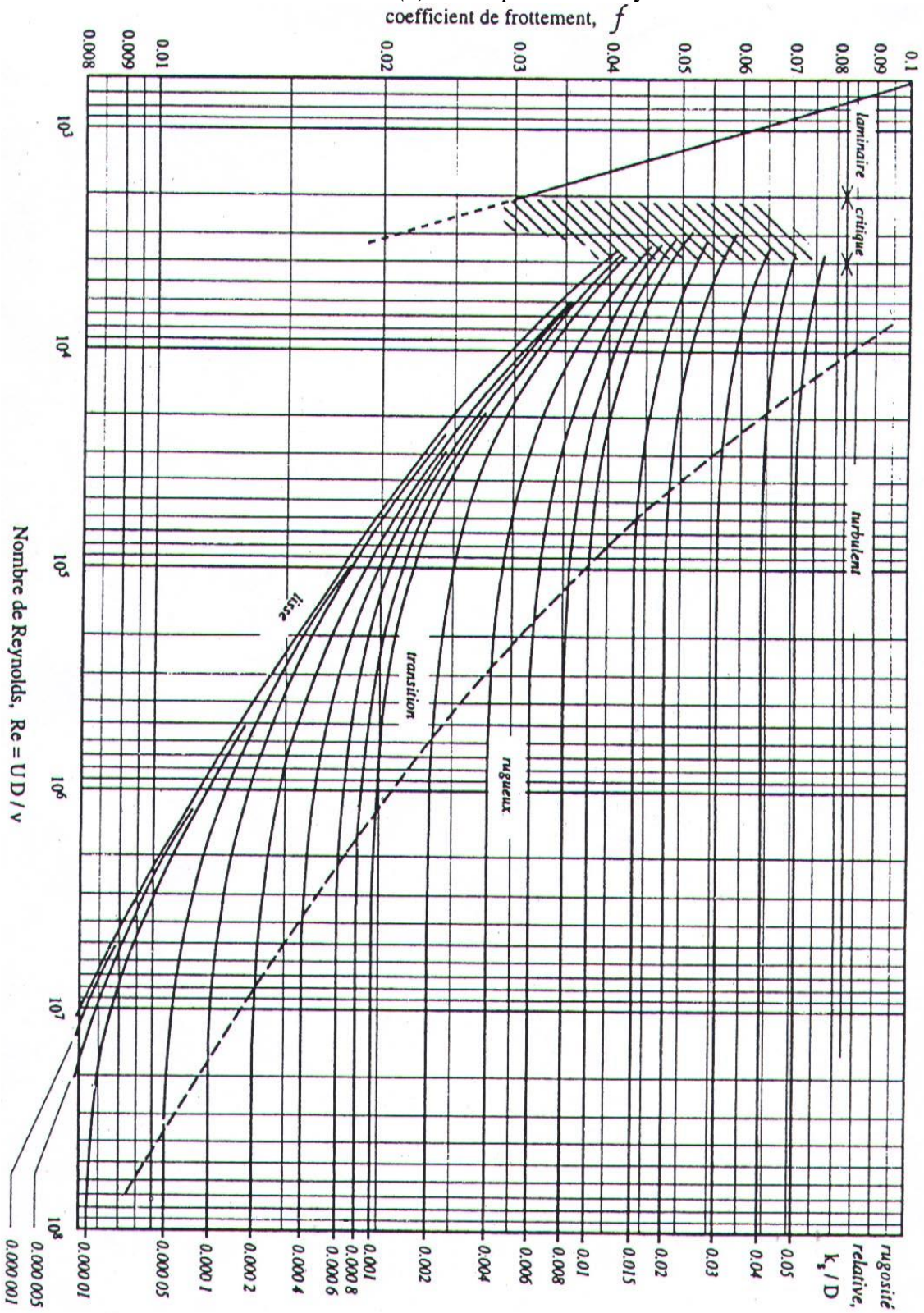
- [1] **Données** : Service technique de l'APC de Sidi Maarouf Wilaya de Jijel.
- [2] **Données** : DRE << Direction des Ressources en eaux >> de la wilaya de Jijel.
- [3] **Dupont, A.** : << Hydraulique urbaine >>. Tome II, Edition EYROLLES, 1979.
- [4] **BENDAHMANE.I et OUBELGHA.N** : <<Renforcement de l'AEP de Ouadhais et Taguemount EL Djedid à partir de Takhoukt (Wilaya de Tizi Ouzou) >> Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia 2007.
- [5] **BONNIN,J** : << Aide mémoire d'Hydraulique Urbaine >>. Collection de la direction et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, pages 216,1982.
- [6] **J.BOVIN.** HYDRAULIQUE URBAINE I. Edition Laussane 2005, 15 P
- [7] **HUGUES.G** adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [8]: **BONNIN, J.** : "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance". Edition Eyrolles, 1977.
- [9]: **LAHDIRI, M.T. et MOUSSI, K.** : "Diagnostic et renforcement du réseau d'A.E.P. de la commune de OUED-GHIR, Wilaya de BEJAIA". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA. 2003.
- [10]: **NAIT ALI, N et BOUZIANE, C.** : "Etude de l'adduction des douze villages de TOUDJA, Wilaya de BEJAIA". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2006.
- [11]: **OUARET, T. et MAAFRI, O.** : "Etude de transfert pour le renforcement de l'A.E.P. de CONSTANTINE à partir du barrage de BENI-HAROUN". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2006.
- [12]: **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine, exercices et projets". Edition Eyrolles, 1970.
- [13] **Données**: Plan Direction d'Aménagement et d'urbanisme PDAU
- [14] **MEZRREG.Y,** l'étude d'un système de transfert pour alimenter en eau potable des agglomérations de Chadia et Ghariana a partir du barrage d'El-Agrem (Jijel) mémoire de fin d'étude, ingénieur d'état école nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI ABDELLAH, 109 pages promotion 2013.

[15] FOUGHALIA, I et KAHLA.A, mémoire de fin d'étude. Etude du réseau d'AEP du village AIN BEIDA HERICHE, SEDARI ET SEBIKHIA, wilaya de MILA. Master université ABDERAHMANE MIRA, Algérie 100 pages juin 2015

[16] BENRADOUANE.N, BEZAID.Y, mémoire de fin d'étude. Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W.SKIKDA), master université Abderrahmane Mira, Algérie 72 page juin 2015.

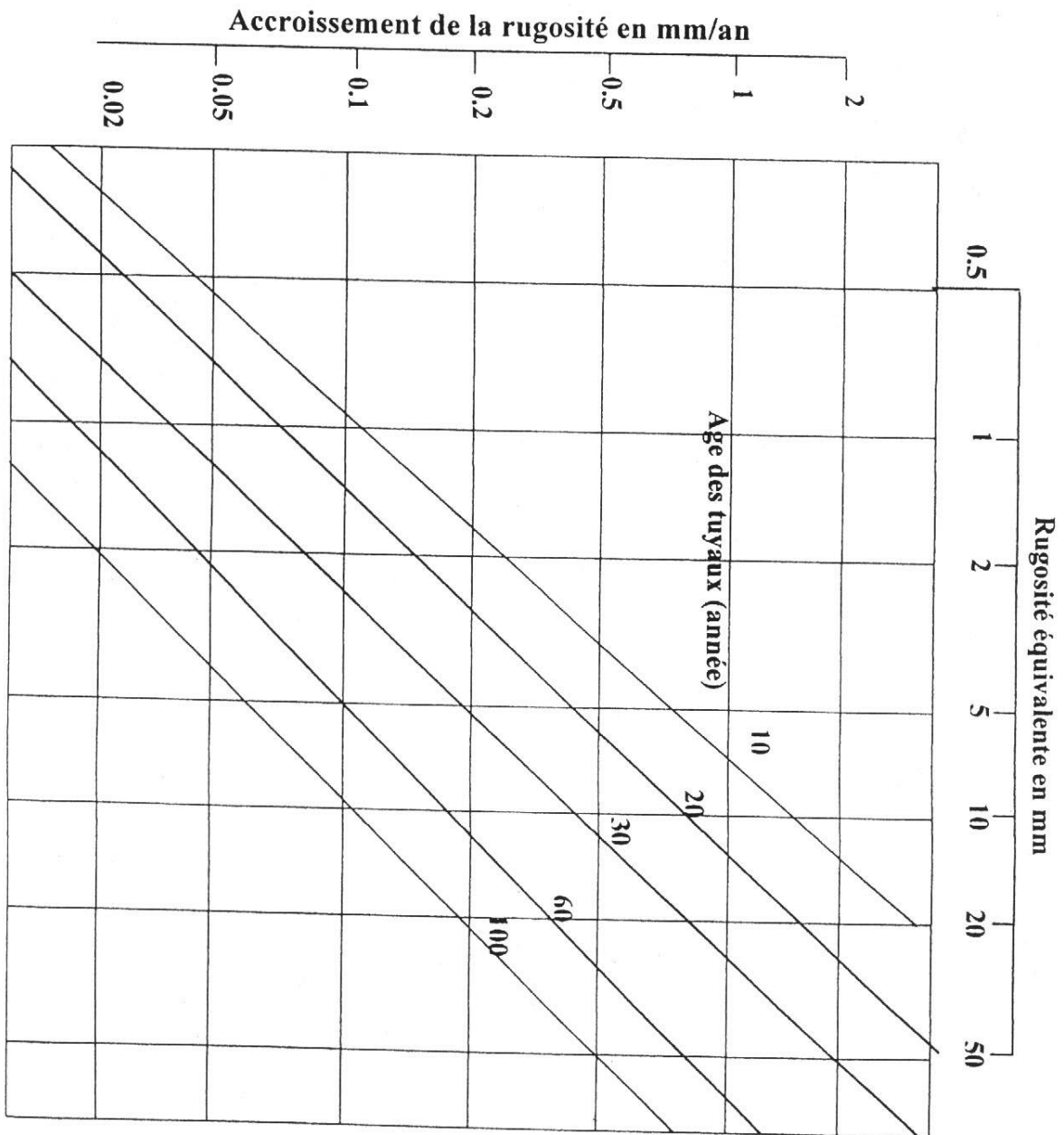
ANNEXES

Annexe (2) : Abaque de Moody



Annexe (3) : Abaque de M. PETER LAMONT

"Donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge"



*Annexe (4): les caractéristiques des conduites en PEHD***Tableau 1** : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 10

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.15
25	2.0	51.23
32	2.0	64.47
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.83
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

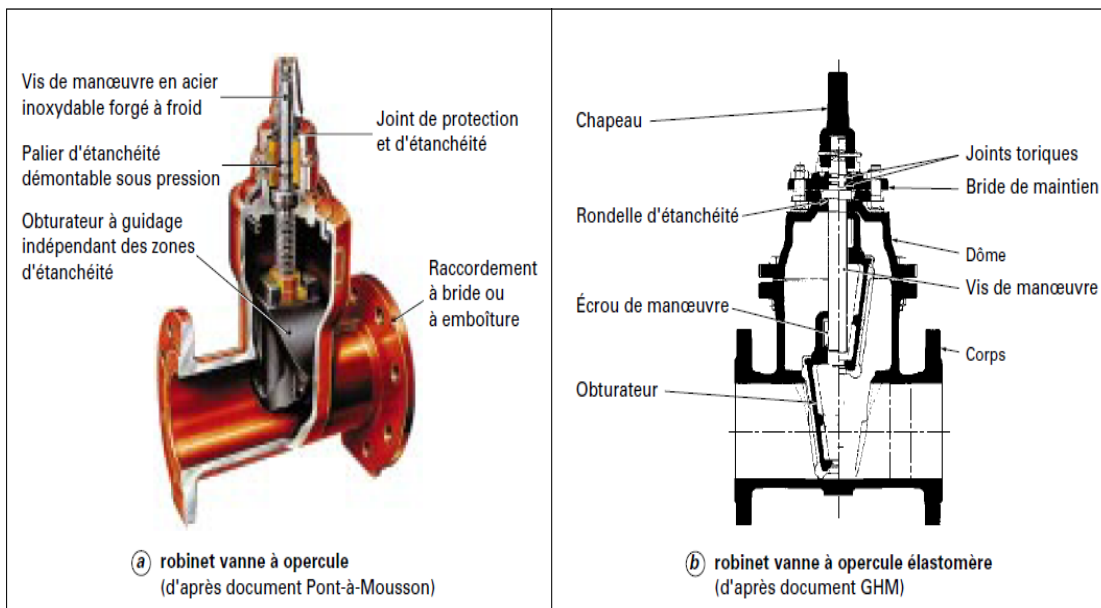
Tableau 2 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

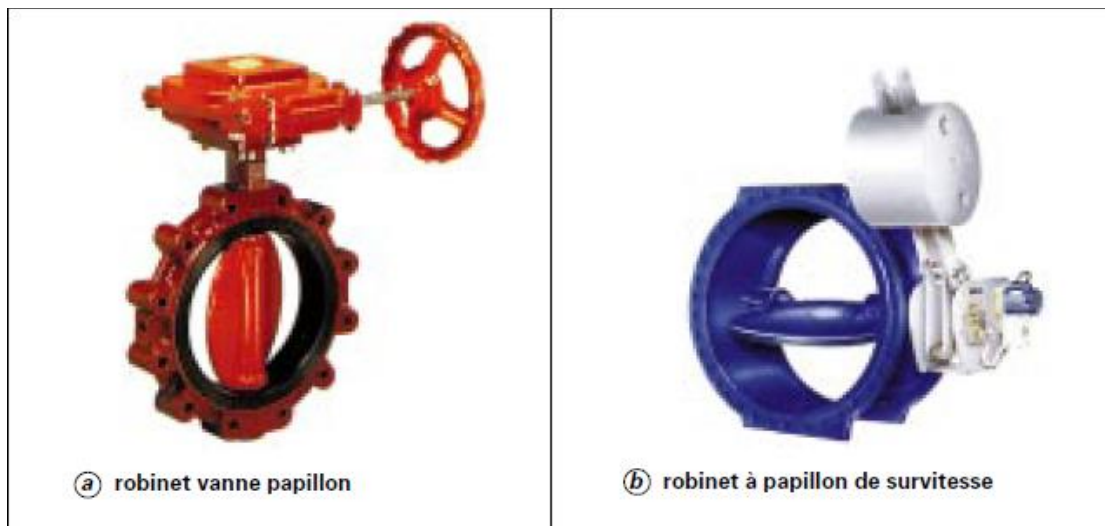
Tableau 3 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 20

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	3.0	44.46
25	3.5	70.86
32	4.4	109.64
40	5.5	171.15
50	6.9	265.07
63	8.6	423.18
75	10.3	595.00
90	10.1	794.01
110	12.3	1175.74
125	14.0	1790.27
160	17.9	2423.58
200	22.4	3793.42
250	27.9	5900.88
315	35.2	9015.89
400	44.7	14529.62
500	55.8	22624.58
630	70.3	35945.05

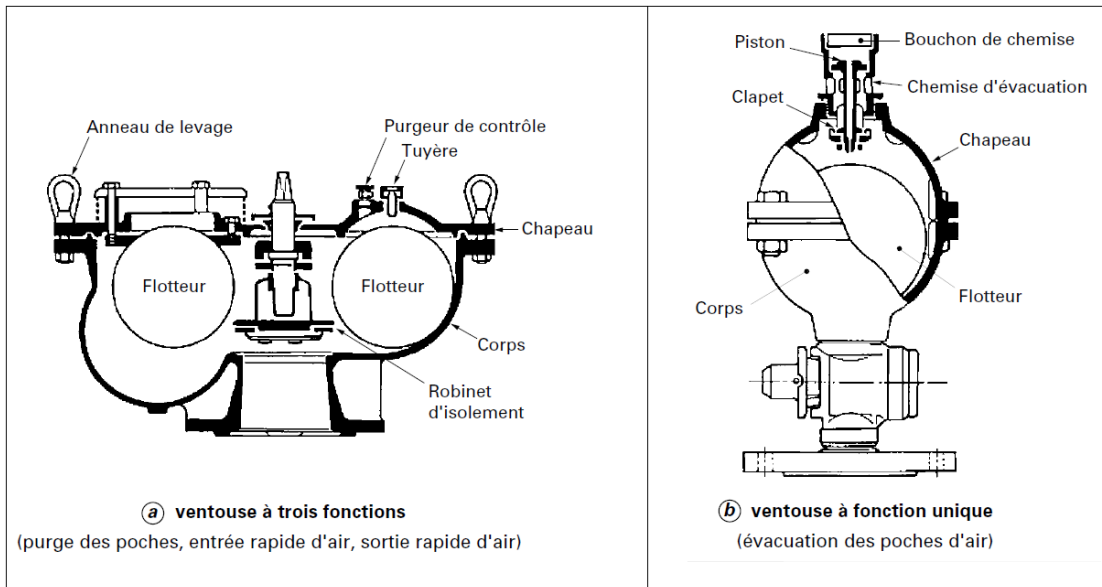
Annexe (5): Robinet vanne à opercule



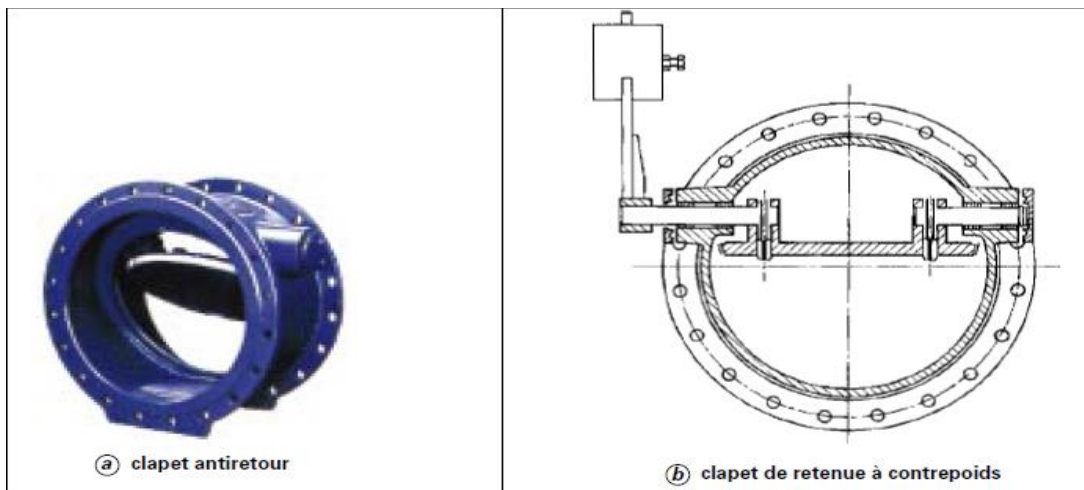
Robinet vanne papillon



Annexe(6): Ventouse



Clapet anti retour

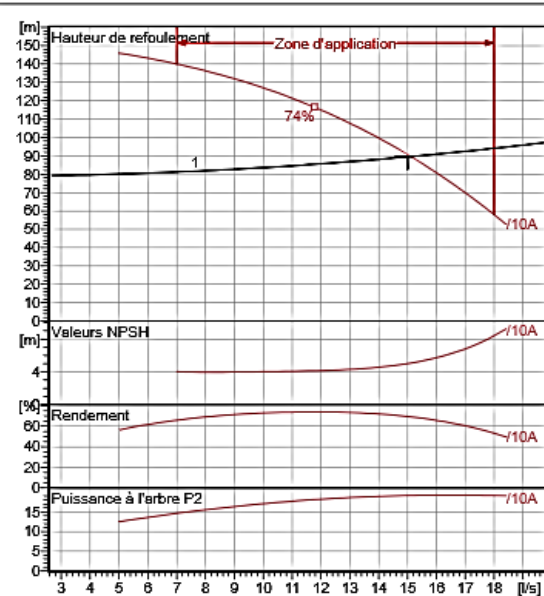


Annexe (7): Caractéristiques de la pompe FE-SR



E6S55/10A + MCH630	
Caractéristiques requises	
Débit	15 l/s
Hauteur de refoulement	89,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	15 l/s
Hauteur de refoulement	89,4 m
Puissance absorbée	19,2 kW
Rendement	69,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	154 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	178 kg

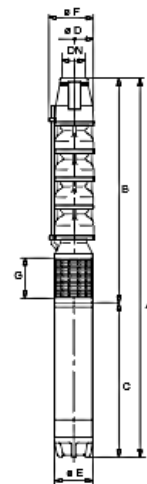
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc



Caractéristiques de fonctionnement				UNISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2875
- B = 1532
- C = 1143
- D = 141
- DN = G3"
- E = 143
- F = 150
- G = 124



Notes:

Date 16.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (8): Caractéristique de la pompe FP-SR

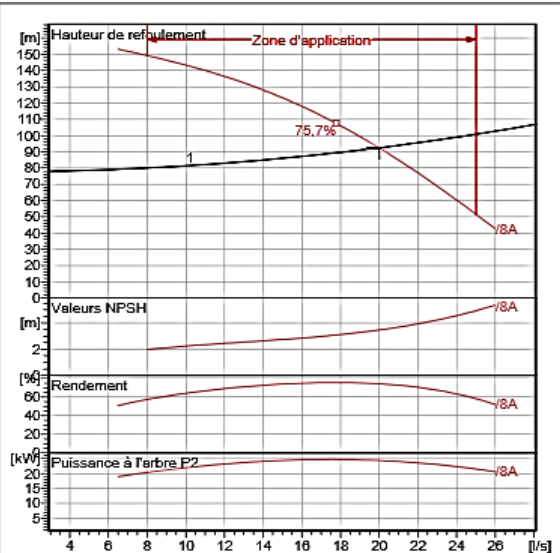


Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E8S50-6/8A + MCH635	
Caractéristiques requises	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	92,5 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	92,4 m
Puissance absorbée	24,3 kW
Rendement	74,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	174 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	55 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	216 kg

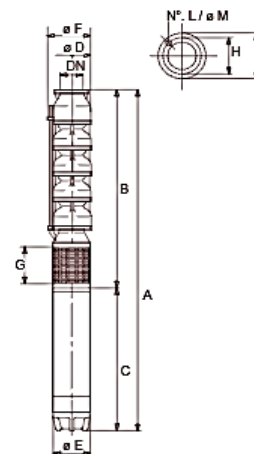
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement					UNISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

- A = 2745
- B = 1470
- C = 1275
- D = 168
- DN = 100
- E = 143
- F = 182
- G = 180
- H = 145
- I = 186
- L = 6
- M = 11,5



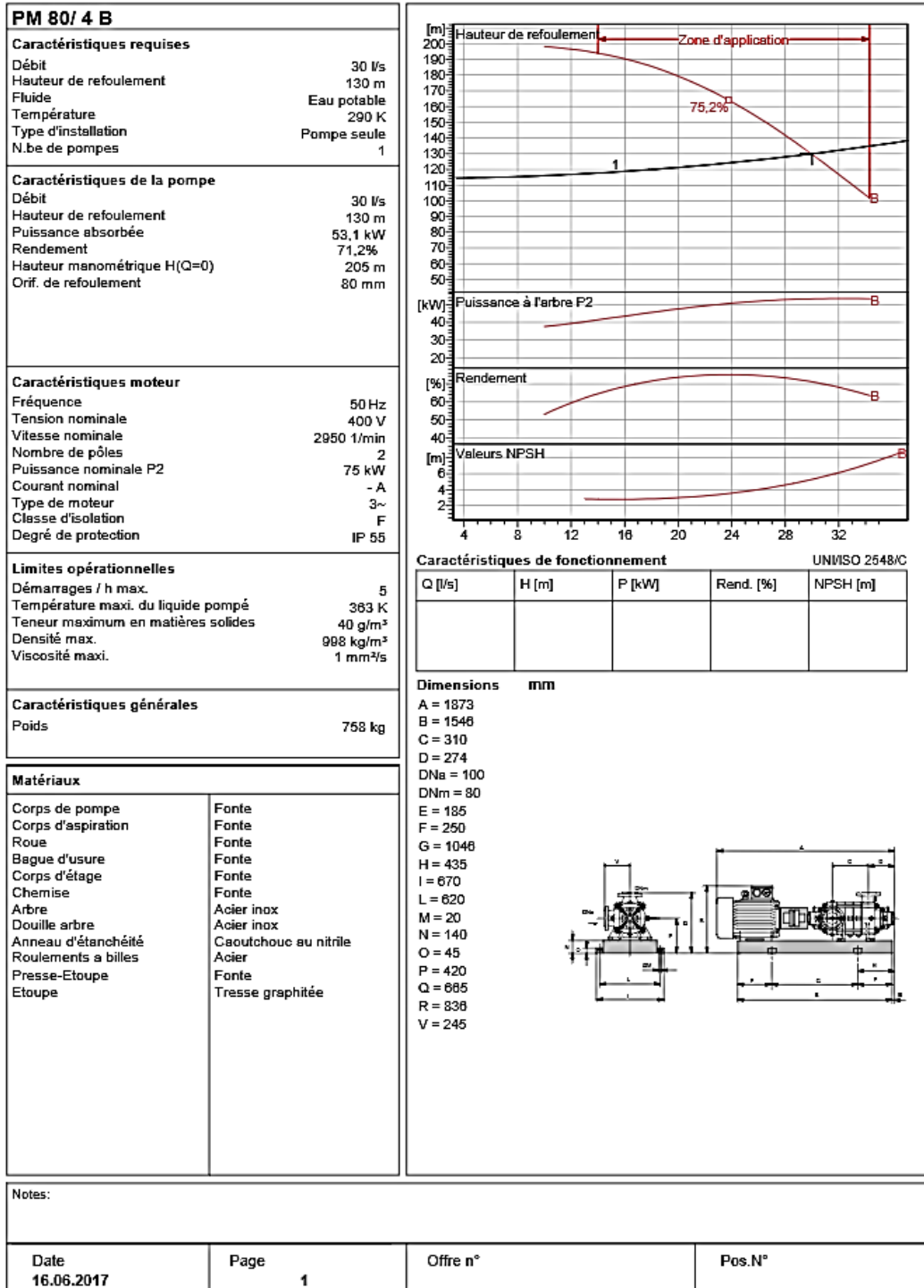
Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
17.06.2017	1		

Annexe (9): Caractéristiques de la pompe SR-R3

caprari

Modena - Italy

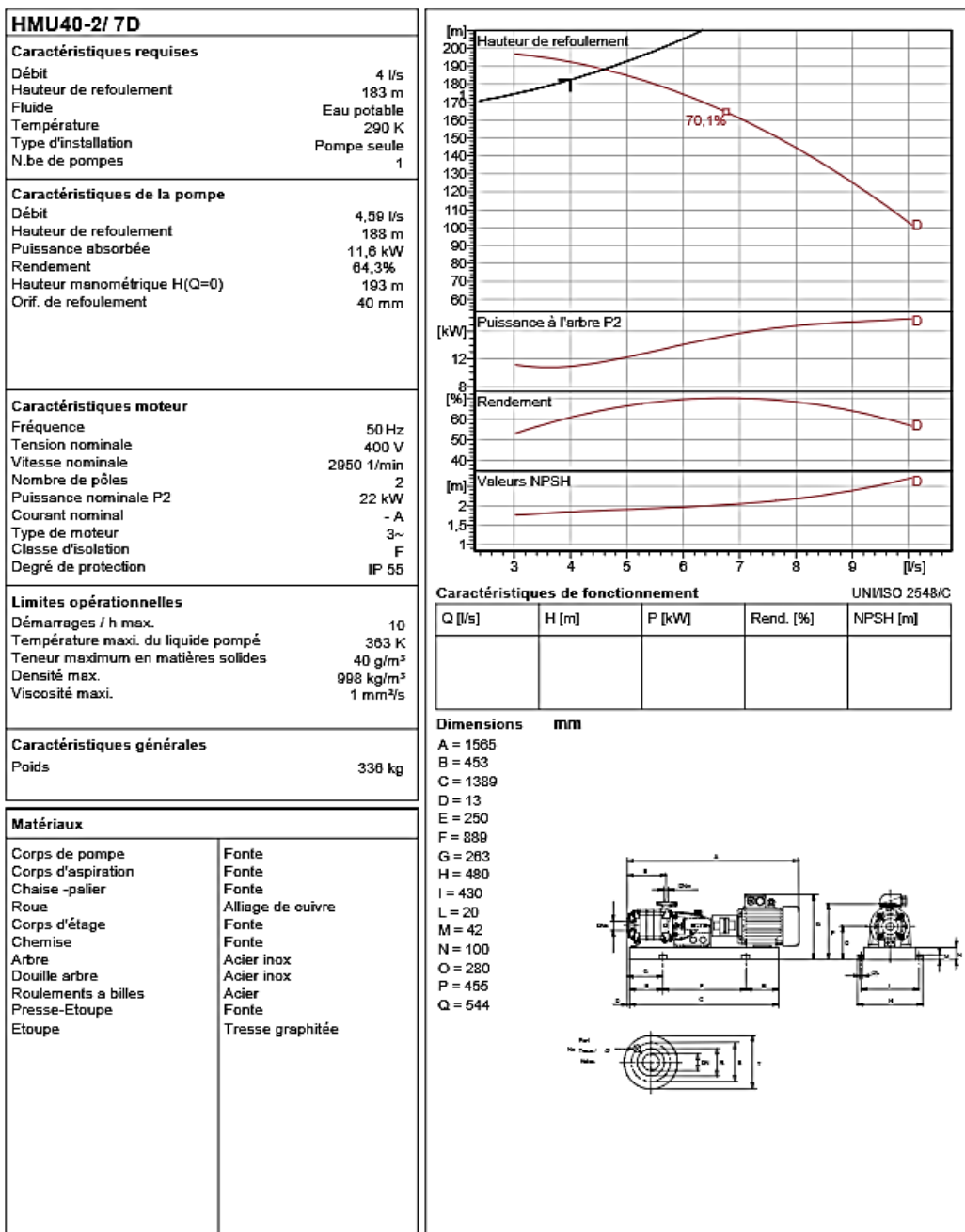
COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001


Annexe (10) : Caractéristiques de la pompe SR-R4

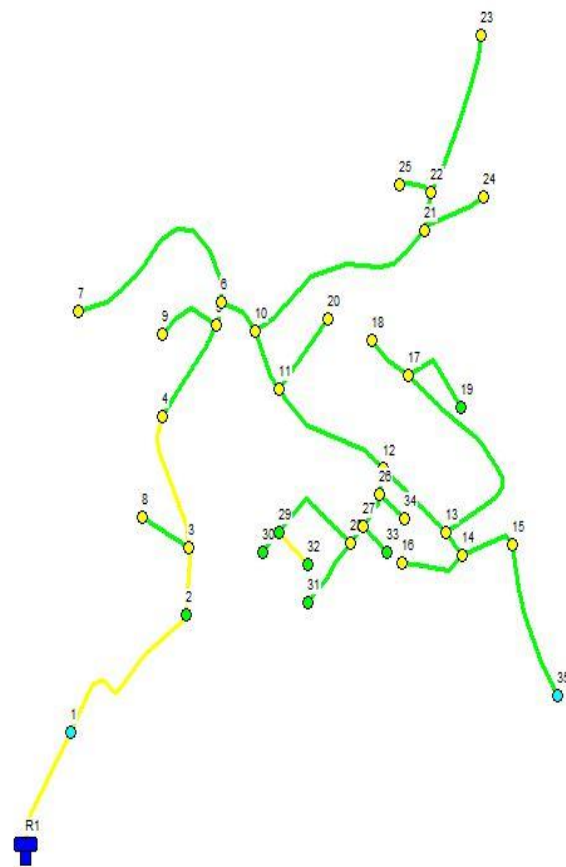
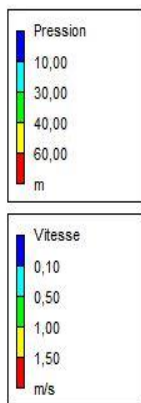


Modena - Italy

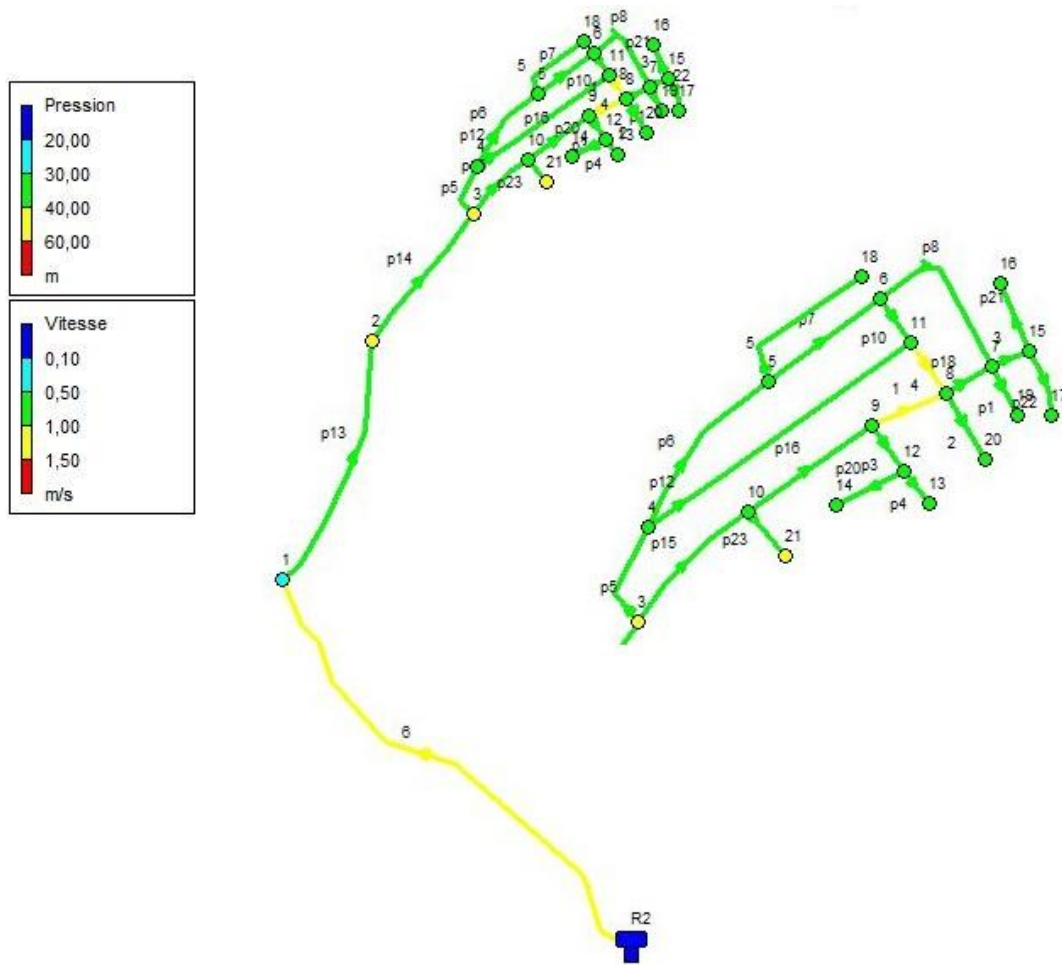
COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



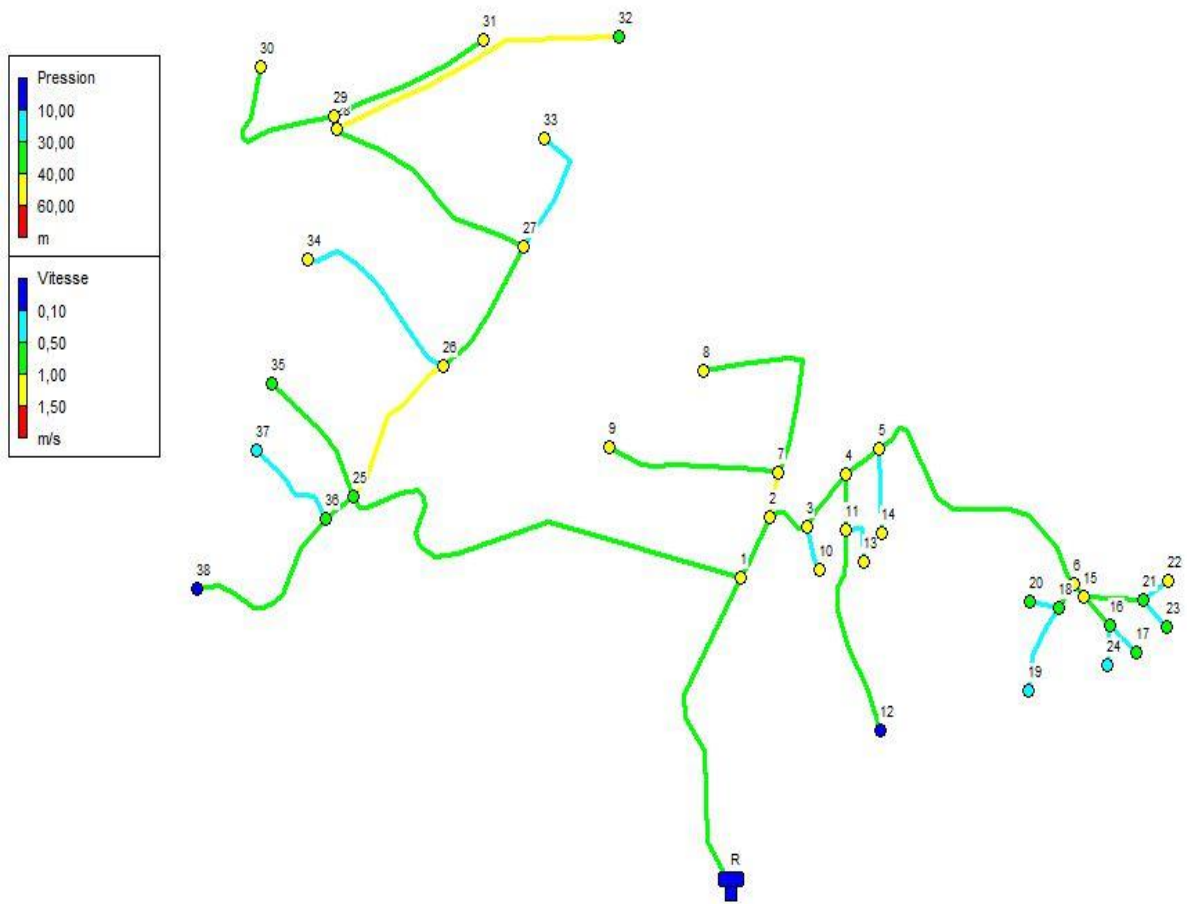
Date 17.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

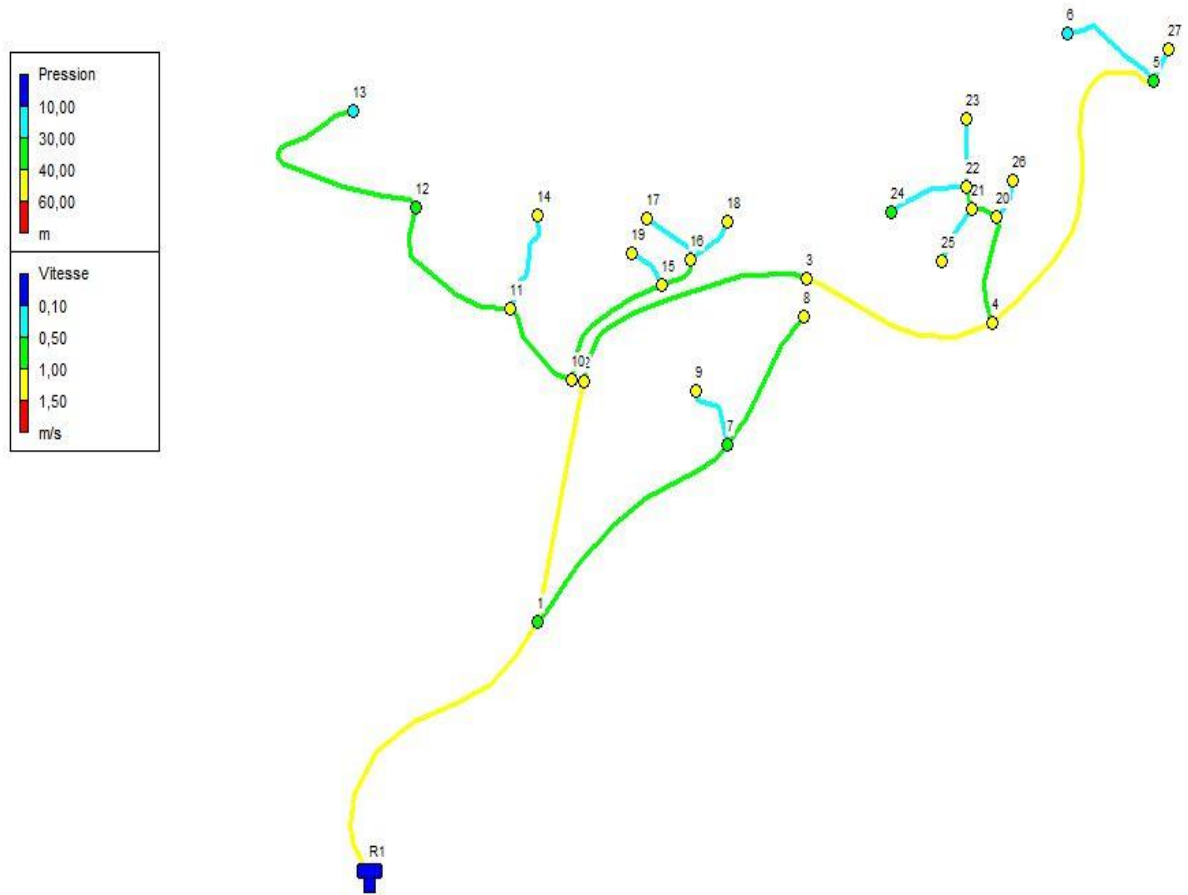
Annexe (11): Etat de réseau de distribution zone 1 après simulation

Annexe (12) : Etat de réseau de distribution zone 2 après simulation

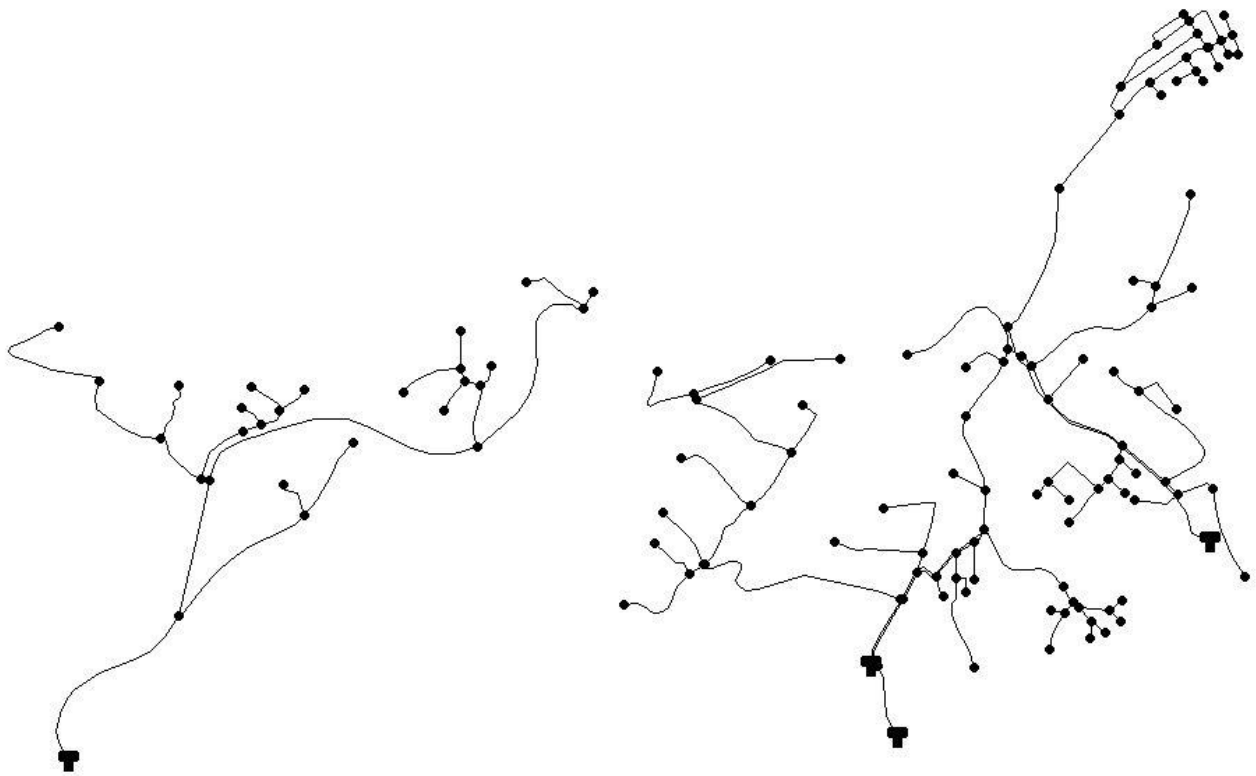


Annexe (13) : Etat de réseau de distribution zone 3 après simulation



Annexe (14) : Etat de réseau de distribution zone 4 après simulation

Annexe (15) : réseau de distribution de la zone d'étude



ملخص

هذا العمل مسجل ضمن منطق التزويد بالمياه الصالحة للشرب بمنطقة سيدي زروق ولاية جيجل بعدما جمعنا المعطيات الضرورية المتعلقة بالموقع, وبعد ذلك انتقلنا الى حساب كمية الحاجيات المائية الحالية والمستقبلية, كما راجعنا سعة الخزانات, ومن ثم عاينا ابعاد انابيب التوصيل التي تربط الابار و محطة اعادة الضخ و بين هذه الاخيرة و الخزانات المائية بالاستناد الى دراسة تقنية-اقتصادية. كما اخترنا انواع المضخات الملائمة و اشرفنا على مراقبة ظاهرة المطرقة المائية. وفي النهاية عيننا ابعاد شبكة توزيع المياه بعد عدة محاولات مع احترام الضغط والسرعة المطلوبين و استنتاج الأبعاد الجغرافية و الهيدروليكية

الكلمات المفتاحية : الخزانات , محطة إعادة الضخة, المضخات, المطرقة المائية, شبكة توزيع

Résumé

Ce présent travail s'inscrit dans la logique d'alimentation en eau potable de la région de Sidi Zerrouk wilaya de Jijel. Après avoir récolté les données concernant le site, on a procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs. Comme on a introduire une vérification de la capacité des réservoirs existants. Par la suite on a déterminé les dimensions optimales des conduites d'adduction reliant les forages à la station de reprise et delà aux réservoirs à l'aide d'une étude technico-économique, ainsi qu'on a opté pour le choix des types des pompes, ainsi qu'on a procédé à la vérification de l'apparition de phénomène du coup de bélier. A la fin on a dimensionné le réseau de distribution à la base des simulations des données en respectant les pressions et les vitesses appropriées, déduisant les dimensions hydrauliques et géologiques.

Mots clés : AEP, Réservoirs, Adduction, Coup de bélier, Pompes, Distribution.

Abstract

This work is part of the logic of drinking to supply water to the region of Sidi Zerrouk (w. Jijel.) After collecting the site data, current and future requirements were estimated. As a verification of the capacity of existing tanks has been introduced. Subsequently, the optimal dimensions of the supply lines connecting the boreholes to the take-off station and beyond to the reservoirs were determined by means of a technical-economic study, and the choice of types of Pumps, as well as the occurrence of water hammer phenomena. At the end the distribution network was dimensioned at the base of the simulations of the data, respecting the appropriate pressures and speeds, deducing the hydraulic and geological dimensions.

Keywords : Reservoirs, Pumps, Hammer, Adduction, Distribution, Pressures.